

ARMIERTER BETON.

1914. MAI.

INHALT:

Statisch unbestimmte Hauptsysteme. Ein Beitrag zur Berechnung mehrfach unbestimmter Tragwerke. Von Dipl.-Ing. E. Kammer (Charlottenburg). (Schluß von S. 130.) S. 161.
Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau. Von Professor Siegmund Müller (Berlin). (Fortsetzung von S. 144.) S. 178.

Literaturschau. Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden). S. 186.
Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 6. Einsturz einer Vorderwand. S. 190.
Wirtschaftliche Rundschau: Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb. Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart). S. 191. — 3 Gerichtsentscheidungen. S. 194.
Mitteilungen über Patente. S. 196. — Neue Bücher. S. 196.

STATISCH UNBESTIMMTE HAUPTSYSTEME.

Ein Beitrag zur Berechnung mehrfach unbestimmter Tragwerke.

Von Dipl.-Ing. E. Kammer (Charlottenburg).

(Fortsetzung und Schluß von S. 130.)

IV.

Beispiel I: Eingespannter Rahmenbinder mit hochliegender Zugstange.

1.

Zur Berechnung des Binders nach Fig. 12 wird der eingespannte Rahmen ohne Zugstange (Fig. 13) als statisch unbestimmtes Hauptsystem gewählt.

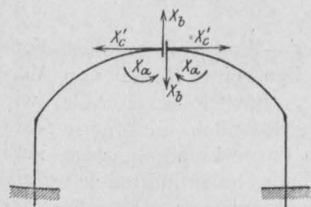


Fig. 14.

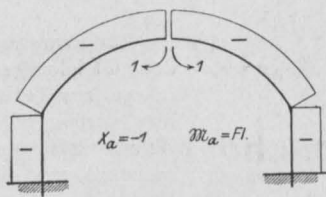


Fig. 15.

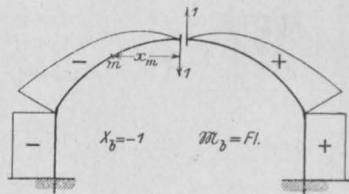


Fig. 16.

Als statisch unbestimmte Größen⁹⁾ dieses Hauptsystems werden eingeführt: das Scheitelmoment X_a , die Scheitelquerkraft X_b und zunächst die Scheitelnormalkraft X_c' (Fig. 14). Das Grundsystem besteht aus zwei Kragträgern, die durch Aufschneiden des Rahmenscheitels erhalten werden.

Aus dem Vergleich der Momentenflächen für die Zustände $X_a = -1$ (Fig. 15) $X_b = -1$ (Fig. 16) und $X_c' = -1$ (Fig. 17) ersieht man, daß

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ab} &= \int M_a M_b ds' = 0 \\ \delta_{bc'} &= \int M_b M_{c'} ds' = 0 \end{aligned} \right\} \dots (38)$$

und

sein muß. In diesen wie in den folgenden Gleichungen für die Verschiebungen $\delta \dots$ wird der Einfachheit halber der konstante Faktor EJ_c , mit dem sämtliche Werte $\delta \dots$ multipliziert sind, weggelassen.

Die Verschiebung $\delta_{ac'} = \int M_a M_{c'} ds'$ kann nicht Null werden, wie ein Blick auf die M_a - und

$M_{c'}$ -Fläche lehrt. Soll dies geschehen, so muß die $M_{c'}$ -Fläche eine andere Gestalt erhalten: sie muß zum Teil positiv, zum Teil negativ werden, damit bei der Summenbildung Null herauskommen kann. Diese Änderung der Momentenfläche kann nun dadurch erreicht werden, daß der Angriffspunkt von X_c' durch Hinzufügen eines Kräftepaares mit dem Moment $1 \cdot z_0$ um die Strecke z_0 nach unten verschoben wird. Der so erhaltene Zustand, bestehend aus der Einzelkraft X_c' und dem Kräftepaar $1 \cdot z_0$ wird als Zustand X_c eingeführt. Es wird daher

oder auch, da $M_c = M_{c'} + 1 \cdot z_0$,

$$1 \cdot z_0 = -M_a \cdot z_0$$

gesetzt werden kann,

$$M_c = M_{c'} - M_a \cdot z_0.$$

⁹⁾ Vgl. hierzu die Literaturangaben der Anm. 8.

Zur Bestimmung von z_0 dient die Bedingung, daß $\delta_{ac} = 0$ werden soll, also

$$0 = \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_c \, ds' = \int \mathfrak{M}_a [\mathfrak{M}_c' - \mathfrak{M}_a z_0] \, ds'.$$

Man erhält daher

$$\delta_{ac}' - z_0 \delta_{aa} = 0$$

oder

$$z_0 = \frac{\delta_{ac}'}{\delta_{aa}} \dots \dots \dots (39)$$

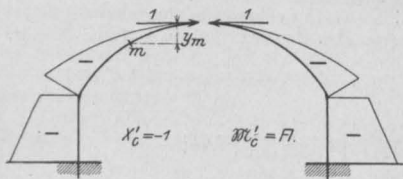


Fig. 17.

Außerdem ersieht man aus der \mathfrak{M}_c -Fläche und \mathfrak{M}_b -Fläche, daß auch

$$\delta_{bc} = \int \mathfrak{M}_b \mathfrak{M}_c \, ds' = 0 \dots \dots (40)$$

sein muß.

Demnach lauten die Elastizitätsgleichungen zur Berechnung der Unbekannten des statisch unbestimmten Hauptsystems X_a^I , X_b^I , X_c^I nach der Zusammenstellung unter III, 5, B_3 , mit Rücksicht darauf, daß die Verschiebungen

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ab} &= \delta_{ba} = 0 \\ \delta_{ac} &= \delta_{ca} = 0 \\ \delta_{bc} &= \delta_{cb} = 0 \end{aligned} \right\} \dots (41)$$

werden,

$$\left. \begin{aligned} X_a^I &= \frac{\delta_{0a}}{\delta_{aa}} \\ X_b^I &= \frac{\delta_{0b}}{\delta_{bb}} \\ X_c^I &= \frac{\delta_{0c}}{\delta_{cc}} \end{aligned} \right\} \dots \dots (42)$$

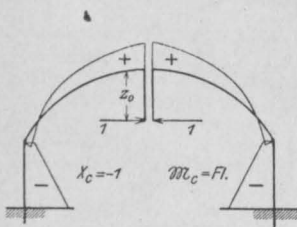


Fig. 18.

Die Momente des Hauptsystems I werden

$$\mathfrak{M}_0^I = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I - \mathfrak{M}_b X_b^I - \mathfrak{M}_c X_c^I \dots (43)$$

Mit Hilfe dieses so berechneten Hauptsystems ermittelt sich die Spannkraft in der Zugstange zu

$$X_d = \frac{\delta_{0d}^I}{\delta_{dd}^I} \dots \dots \dots (44)$$

Aus der Zusammenstellung unter B, 3 ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} \delta_{dd}^I &= \delta_{dd} - X_{ad}^I \delta_{ad} - X_{bd}^I \delta_{bd} - X_{cd}^I \delta_{cd} \\ \delta_{0d}^I &= \delta_{0d} - X_a^I \delta_{ad} - X_b^I \delta_{bd} - X_c^I \delta_{cd} \\ &= \delta_{0d} - X_{ad}^I \delta_{0a} - X_{bd}^I \delta_{0b} - X_{cd}^I \delta_{0c} \end{aligned} \right\} (44a)$$

Der Einfluß der geringen Sprengung der Zugstange soll im folgenden unberücksichtigt

bleiben¹⁰⁾, dann entsteht der Zustand $X_d = -1$ nach Fig. 19. Mit Rücksicht auf die Gl. (41) erhält man aus der Zusammenstellung B_3 die einfache Lösung

$$\left. \begin{aligned} X_{ad}^I &= \frac{\delta_{ad}}{\delta_{aa}} \\ X_{bd}^I &= \frac{\delta_{bd}}{\delta_{bb}} \\ X_{cd}^I &= \frac{\delta_{cd}}{\delta_{cc}} \end{aligned} \right\} (45)$$

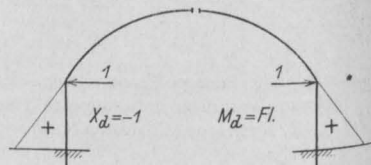


Fig. 19.

Aus dem Vergleich der \mathfrak{M}_b - und \mathfrak{M}_d -Flächen ersieht man, daß

$$\delta_{bd} = \delta_{db} = 0 \dots \dots \dots (46)$$

sein muß, daher wird in Formel 45 $X_{bd}^I = 0$, so daß in den Gl. (44a) die Werte $X_{bd}^I \delta_{0b}$ bzw. $X_b^I \delta_{bd}$ und $X_{bd}^I \delta_{bd}$ zu Null werden.

Die Biegemomente des vierfach unbestimmten Systems werden dann

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_d^I X_d \dots \dots \dots (47)$$

\mathfrak{M}_0^I vgl. Gl. (43); \mathfrak{M}_d^I wird mit Rücksicht darauf, daß $X_{bd}^I = 0$ ist,

$$\mathfrak{M}_d^I = \mathfrak{M}_d - \mathfrak{M}_a X_{ad}^I - \mathfrak{M}_c X_{cd}^I \dots (48)$$

Die endgültigen statisch unbestimmten Größen X_a , X_b , X_c erhält man aus den Formeln

$$\left. \begin{aligned} X_a &= X_a^I - X_{ad}^I X_d \\ X_b &= X_b^I \\ X_c &= X_c^I - X_{cd}^I X_d \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (49)$$

2.

Zur Ermittlung der δ -Werte in den vorstehenden Gleichungen stehen eine Reihe von Verfahren zur Verfügung. Für Hochbaubinder, wie hier vorliegend, wo gewöhnlich nur einige feste Belastungszustände in Frage kommen, wird man meistens von einer Einflußlinienuntersuchung absehen; man hat dann, wenn nur der Einfluß der Biegemomente berücksichtigt wird, die Auswertung der Formeln

$$\delta_{0a} = \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_a \, ds'$$

$$\delta_{0b} = \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_b \, ds'$$

$$\delta_{aa} = \int \mathfrak{M}_a^2 \, ds'$$

$$\delta_{ab} = \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_b \, ds'$$

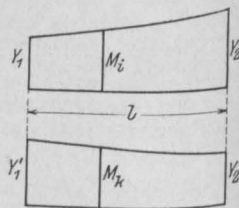


Fig. 20.

¹⁰⁾ Soll der Einfluß der Sprengung der Zugstange berücksichtigt werden, so erhält man auch im oberen Bogen infolge $X_d = -1$ — allerdings geringfügige — Momente, die durch die Spannkraft in den Hängeeisen hervorgerufen werden.

vorzunehmen. Da die Lasten gewöhnlich an den Knotenpunkten der Binder angreifen, ferner die Systemachse des Rahmens von Knotenpunkt zu Knotenpunkt als geradlinig angesehen werden kann, verlaufen die Momentenflächen zwischen den Knotenpunkten meistens geradlinig. Man wird

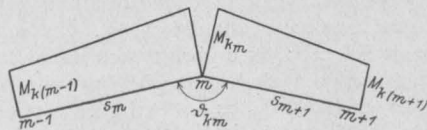


Fig. 21.

daher bei der Auswertung zweckmäßig von den Trapezformeln¹¹⁾

$$\left. \begin{aligned} \int \mathfrak{M}_i \mathfrak{M}_k dx &= \frac{1}{6} [Y_1 (2 Y_1' + Y_2') \\ &\quad + Y_2 (2 Y_2' + Y_1')] \\ \int \mathfrak{M}_i^2 dx &= \frac{1}{3} [Y_1^2 + Y_1 Y_2 + Y_2^2] \end{aligned} \right\} \quad (50)$$

Gebrauch machen; vgl. Fig. 20. Hierin bedeuten i und k zwei beliebige Indices.

Da die \mathfrak{M}_0 -Werte im Hochbau in der Regel für mehrere Belastungsfälle — Eigengewicht, Schneedruck und Winddruck — zu ermitteln sind, daher auch die Integrale, in denen die \mathfrak{M}_0 -Werte vorkommen, mehrere Male auszuwerten sind, so kann die Rechnung nach folgenden Formeln besonders zweckmäßig sein. Es ist¹²⁾

$$\int \mathfrak{M}_{0m} \mathfrak{M}_{km} ds' = \sum \mathfrak{M}_{0m} w_{km}, \dots \quad (51)$$

worin (vgl. Fig. 21)

$$\left. \begin{aligned} w_{km} &= 6 E J_c \Delta \vartheta_{km} \\ &= \mathfrak{M}_{k(m-1)} s_m' + 2 \mathfrak{M}_{ikm} (s_m' + s_{m+1}') \\ &\quad + \mathfrak{M}_{k(m+1)} s_{m+1}' \end{aligned} \right\} \quad (52)$$

wobei wieder

$$s_m' = s_m \frac{J_c}{J}$$

ist.

Für unser Beispiel sind also die Werte w_a, w_b, w_c zu berechnen; sie brauchen nur einmal bestimmt zu werden. Hierauf erhält man für die verschiedenen Null-Zustände

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_{0a} &= \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_a ds' = \sum \mathfrak{M}_0 w_a \\ \vartheta_{0b} &= \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_b ds' = \sum \mathfrak{M}_0 w_b \\ \vartheta_{0c} &= \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_c ds' = \sum \mathfrak{M}_0 w_c \end{aligned} \right\} \dots \quad (53)$$

¹¹⁾ Vgl. Müller-Breslau, Graph. Stat. II, 2 S. 101.

¹²⁾ Vgl. Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeitslehre § 17,3: Bestimmung des Integrals $\int y \frac{\mathfrak{M} ds}{EJ}$ mit Hilfe der Werte w.

Die nicht von den \mathfrak{M}_0 -Werten abhängigen Integrale, also die ϑ -Werte der linken Seite der Elastizitätsgleichungen, brauchen nur einmal bestimmt zu werden; man findet sie meistens am schnellsten durch einfache Integration bzw. Anwendung der Formeln 50. Im vorliegenden Fall kann man sie auch, da man ja bereits die Werte w_a, w_b, w_c berechnet hat, bequem aus folgenden Gleichungen finden

$$\left. \begin{aligned} \vartheta_{aa} &= \int \mathfrak{M}_a^2 ds' = \sum \mathfrak{M}_a w_a \\ \vartheta_{ab} &= \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_b ds' = \sum \mathfrak{M}_a w_b \\ &= \sum \mathfrak{M}_b w_a \end{aligned} \right\} \dots \quad (54)$$

usw.

Die zweite Gleichung der Verschiebung ϑ_{ab} kann zur Kontrollrechnung Verwendung finden.

3.

Zahlenbeispiel.

Die Abmessungen des Binders gehen aus Fig. 22 hervor. Der Querschnitt des Binders soll konstant angenommen werden, ebenso soll nur, wie schon erwähnt, der Einfluß der Biegemomente bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen berücksichtigt werden, ferner wird der Einfluß der Zugstangenänderung auf die Unbekannten vernachlässigt — alles Annahmen, wie man sie für eine Vorberechnung machen wird.

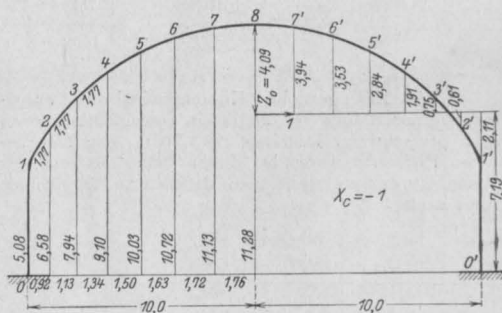


Fig. 22.

Der Abstand der Pfettenpunkte auf dem Bogen gemessen ist konstant, daher kann man für die Knotenpunkte 2 bis 8 die Formel (52) in der vereinfachten Form anwenden

$$w_{km} = \frac{6 E J_c}{s} \Delta \vartheta_{km} = \mathfrak{M}_{k(m-1)} + 4 \mathfrak{M}_{ikm} + \mathfrak{M}_{k(m+1)}^{13)} \dots \quad (52a)$$

¹³⁾ Wird außerdem $\mathfrak{M}_{k(m-1)} = \mathfrak{M}_{ikm} = \mathfrak{M}_{k(m+1)} = \mathfrak{M}_k$, dann ist $w_k = \frac{6 E J_c}{s} \Delta \vartheta_k = \mathfrak{M}_k \dots \quad (52b)$

Kommen die Werte nach den Formeln (52), (52a) und (52b) in einer Rechnung gleichzeitig vor, dann ist zu beachten, daß (52a) sich von (52) durch den Faktor $\frac{1}{s}$, ferner (52b) von (52) durch $\frac{6}{s}$, von (52a) durch 6 unterscheidet.

Nur an der Einspannstelle 0 und im Knotenpunkt 1 ist w_k nach Formel 52 zu berechnen.

A) Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems.

Die Zahlenrechnung möge nur für Eigengewicht durchgeführt werden, und zwar wird in jedem Knotenpunkt des Binders eine Pfettenlast von $P_g = 1,0$ t angenommen¹⁴⁾. Die Zahlenwerte sind mit Hilfe des Rechenschiebers ermittelt worden.

Für den Zustand $X_a = -1$ entsteht in jedem Querschnitt das Moment $\mathcal{M}_a = -1$; für die Knotenpunkte 2 bis 8 wird daher

$$w_a = \frac{EJ_c}{s} \Delta \vartheta_a = -1.$$

Für die Punkte 0 und 1 ist w_a nach Formel (52) zu ermitteln, da die Werte s' nicht gleich sind. Dagegen sind die Momente

$$\mathcal{M}_{a(m-1)} = \mathcal{M}_a = \mathcal{M}_{a(m+1)},$$

daher vereinfacht sich die Formel (52) zu

$$w_a = 2 EJ_c \Delta \vartheta_a = \mathcal{M}_a [s'_m + s'_{m+1}] \quad (52c)$$

Um nun mit den Werten w_a für die Knotenpunkte 2 bis 8 im gleichen Maßstab zu bleiben, müssen die Werte w_a für die Punkte 0 und 1 noch durch $2s = 2 \cdot 1,77$ dividiert werden. Es wird also

$$w_{a0} = \frac{5,08}{2 \cdot 1,77} = -1,435;$$

$$w_{a1} = \frac{5,08 + 1,77}{2 \cdot 1,77} = -1,935.$$

¹⁴⁾ Die Eigengewichts-Knotenpunktslasten ausgeführter eiserner Binder von ähnlichen Systemabmessungen betragen bei schwerer Dachhaut $\sim 1,70$ t. Die hier berechneten Endwerte wären bei dieser Belastung noch mit 1,70 zu multiplizieren, wenn man sie etwa zu Vergleichen benutzen wollte.

Nach der Zusammenstellung der w_a in Zahlen-
tafel I erhält man $\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{2} \vartheta_{aa} = 9,87$. Diesen Wert
erhält man auch aus der Bedingung

$$\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{2} \vartheta_{aa} = \frac{1}{1,77} \int ds' = 7 + \frac{5,08}{1,77} = 9,87.$$

Infolge der symmetrischen Belastung wird, da auch das System symmetrisch ist, die Scheitelquerkraft $X_b^I = 0$; es erübrigt sich daher für die Eigengewichtsberechnung die Bestimmung der w_b . Für den Zustand $X_c^I = -1$ wird $\mathcal{M}_{cm}^I = -1 y_m$. In der Zahlentafel I sind diese Momente zusammengestellt; man erhält

$$\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{2} \vartheta_{ac}^I = \frac{1}{2} \sum \mathcal{M}_c^I w_a = 40,38,$$

so daß

$$z_b = \frac{\vartheta_{ac}^I}{\vartheta_{aa}} = \frac{40,38}{9,87} = 4,09 \text{ m}$$

wird.

Sodann sind für den Zustand $X_c = -1$ nach Fig. 18 und 22 (rechte Hälfte) die Werte \mathcal{M}_c und w_c berechnet und in Zusammenstellung I eingetragen. Hiernach wird

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \vartheta_{cc} = 709,80.$$

Ebenso sind für den Zustand $X = 0$ die Eigengewichtsmomente \mathcal{M}_{0g} zusammengestellt und die Werte

$$\frac{1}{s} \cdot \frac{1}{2} \vartheta_{ca} = \frac{1}{2} \sum \mathcal{M}_0 w_a = 173,05,$$

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \vartheta_{0c} = \frac{1}{2} \sum \mathcal{M}_0 w_c = 2285,2$$

gebildet worden. Man erhält dann

$$X_a^I = \frac{173,05}{9,87} = 17,54 \text{ tm};$$

$$X_b^I = 0;$$

$$X_c^I = \frac{2285,2}{709,8} = 3,22 \text{ t}.$$

Zahlentafel I.

m	- w_a	- \mathcal{M}_c^I	$\mathcal{M}_c^I w_a$	\mathcal{M}_c	w_c	$\mathcal{M}_c w_c$	- \mathcal{M}_0	$\mathcal{M}_0 w_a$	$\mathcal{M}_0 w_c$	
									+	-
0	1,435	11,28	16,20	- 7,19	- 47,34	340,50	31,02	44,52	1469	
1	1,935	6,20	12,0	- 2,11	- 37,57	79,20	31,02	60,00	1165	
2	1	4,70	4,70	- 0,61	- 3,80	2,32	25,04	25,04	95,2	
3	1	3,34	3,34	+ 0,75	+ 4,30	3,23	18,82	18,82		80 90
4	1	2,18	2,18	+ 1,91	+ 11,23	21,45	12,79	12,79		143,60
5	1	1,25	1,25	+ 2,84	+ 16,80	47,70	7,64	7,54		126,60
6	1	0,56	0,56	+ 3,53	+ 20,90	73,75	3,46	3,46		72,30
7	1	0,15	0,15	+ 3,94	+ 23,38	92,10	0,88	0,88		20,60
8	0,5	0	0	+ 4,09	+ 12,12 · 2	49,55 · 2	0	0		0
			9,870			709,80		173,05	+ 2729,2 - 444,0	
									+ 2285,2	

B) Berechnung der Unbekannten am vierfach statisch unbestimmten System.

Der Zustand $X_d = -1$ am Grundsystem ist besonders einfach, vgl. Fig. 19. Alle Momente bis auf M_{d0} werden zu Null;

$$M_{d0} = +5,08.$$

Demnach werden auch von den w_d -Werten alle bis auf w_{d0} und w_{d1} Null.

$$w_{d0} = \frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{d0} = 2 \cdot \frac{5,08^3}{1,77} = 29,14;$$

$$w_{d1} = \frac{5,08^3}{1,77} = 14,57.$$

Daher ergeben sich die zur Berechnung von X_d erforderlichen Verschiebungen zu

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{ad} = \frac{1}{2} \sum M_d w_a = 1,435 \cdot 5,08 \cdot 6$$

$$= -43,72,$$

oder auch

$$\frac{1}{2} \sum M_a w_d = -1 [29,14 + 14,57] = -43,72$$

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{bd} = 0,$$

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{cd} = \frac{1}{2} \sum M_d w_c = -5,08 \cdot 47,34$$

$$= -240,50,$$

$$X_{bd} = 0;$$

$$X_{cd} = -\frac{240,5}{709,8} = -0,339.$$

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{0d} = -1356 + 17,54 \cdot 43,72 + 3,22 \cdot 240,5$$

$$= 185,0,$$

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{dd} = 148,1 - 0,74 \cdot 43,72 - 0,399 \cdot 240,5$$

$$= 34,25.$$

$$X_d = \frac{185,0}{34,25} = 5,40 \text{ t};$$

$$X_a = 17,54 + 0,74 \cdot 5,40 = 21,50 \text{ tm}$$

$$X_c = 3,22 + 0,399 \cdot 5,40 = 5,03 \text{ t}.$$

C) Berechnung der Biegemomente.

a) Statisch unbestimmtes Hauptsystem.

Die Momente sind nach der Formel (43)

$$M_{0m} = M_{0m} - M_{am} X_a - M_{cm} X_c$$

in der Zahlentafel II berechnet.

b) Die Momente des vierfach unbestimmten Systems erhält man aus den Gleichungen (47) u. (48)

$$M_m = M_{0m} - M_{dm} X_d,$$

wobei

$$M_{dm} = M_{dm} - M_{am} X_a - M_{cm} X_c$$

ist.

Die Zahlenrechnung geht aus der folgenden Zusammenstellung hervor.

Zahlentafel II.

Knotenpunkt	$-M_0$	$M_a X_a$	$M_c X_c$	M_0 tm	M_d	$M_a X_{ad}$	$M_c X_{cd}$	M_d	$M_d X_d$	M tm
0	31,02	-17,54	-23,15	+9,70	+5,08	+0,74	+2,44	+1,90	+10,26	-0,56
1	31,02	"	-6,79	-6,69	0	"	+0,715	-1,455	-7,85	+1,16
2	25,04	"	-1,96	-5,54	"	"	+0,207	-0,947	-5,12	-0,42
3	18,82	"	+2,42	-3,70	"	"	-0,254	-0,486	-2,63	-1,07
4	12,79	"	+6,15	-1,40	"	"	-0,647	-0,093	-0,503	-0,897
5	7,54	"	+9,14	+0,86	"	"	-0,964	+0,224	+1,210	-0,35
6	3,46	"	+11,36	+2,72	"	"	-1,197	+0,457	+2,470	+0,25
7	0,88	"	+12,68	+3,98	"	"	-1,338	+0,595	+3,22	+0,76
8	0	"	+13,16	+4,38	"	"	-1,338	+0,648	+3,50	+0,88

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{dd} = \frac{1}{2} \sum M_d w_d = 5,08 \cdot 29,14$$

$$= 148,10,$$

$$\frac{6}{s} \cdot \frac{1}{2} \cdot d_{0d} = \frac{1}{2} \sum M_0 w_d$$

$$= -\frac{31,02 \cdot 14,57}{452} - 2 \cdot 452 = -1356.$$

4.

Dann wird

$$X_{ad} = -\frac{43,72}{6 \cdot 9,87} = -0,74;$$

Den Einfluß einseitiger Belastung infolge Schnee bzw. Wind erhält man bei dem gewählten Grundsystem ebenfalls sehr einfach. Beim Zustand $X = 0$ wird dann nur der eine der beiden Kragträger belastet, also die Werte d_{0a} , d_{0b} , d_{0c} erstrecken sich dann nur über eine Hälfte des Systems. Dagegen sind jetzt die d -Werte der Zustände $X = -1$ für den ganzen Binder zu nehmen, also die bisher benutzten Werte sind zu verdoppeln. Bei unsymmetrischer Belastung entsteht auch eine Scheitelquerkraft X_b , daher muß

¹⁵⁾ Vgl. bezüglich der Zahl 6 die Fußnote 13.

in diesem Fall w_b und δ_{bb} in die Rechnung eingeführt werden.

Statt nun die Zahlenrechnung mit Hilfe der Formeln (44a) durchzuführen, kann die Ermittlung der Unbekannten X_d zwar wieder mit Hilfe der Formel (44), nämlich

$$X_d = \frac{\delta_{0d}^I}{\delta_{dd}^I} \text{ erfolgen,}$$

die Verschiebungen δ^I werden nun aber aus den Integralen berechnet (vgl. Gl. 9a)

$$\left. \begin{aligned} \delta_{0d}^I &= \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_d^I ds' = \int \mathfrak{M}_0^I \mathfrak{M}_d ds' \\ &= \sum \mathfrak{M}_0 w_d^I = \sum \mathfrak{M}_0^I w_d, \\ \delta_{dd}^I &= \int \mathfrak{M}_d^I \mathfrak{M}_d ds' = \sum \mathfrak{M}_d^I w_d \\ &= \sum \mathfrak{M}_d w_d^I. \end{aligned} \right\} \quad (44b)$$

Geht man bei der Berechnung von δ_{0d}^I von der Formel $\sum \mathfrak{M}_0 w_d^I$ aus, so braucht man zur Berechnung von w_d^I die Momente \mathfrak{M}_d^I am statisch unbestimmten Hauptsystem

$$\mathfrak{M}_d^I = \mathfrak{M}_d - \mathfrak{M}_a X_{ad}^I - \mathfrak{M}_c X_{cd}^I \text{ (vgl. Zahlentafel II).}$$

Diese Momente \mathfrak{M}_d^I erstrecken sich nun im Gegensatz zu den Momenten \mathfrak{M}_d des Grundsystems über den ganzen Binder. Da sich die \mathfrak{M}_0 -Fläche ebenfalls über den ganzen Binder erstreckt, muß in diesem Falle die Auswertung des Integrals über den ganzen Binder, bzw. bei symmetrischer Belastung über den halben Binder genommen werden: man schlägt daher bei Benutzung der Formel (44b) in der Form

$$\delta_{0d}^I = \sum \mathfrak{M}_0 w_d^I$$

einen wesentlich umständlicheren Weg ein als bei dem unter 2 und 3 durchgeführten Rechnungsgang,

da dort alle Werte aus dem einfachen $X_d = -1$ -Zustande am Grundsystem ermittelt wurden. Dieser Weg zur Auswertung von δ_{0d}^I ist daher nicht zu empfehlen, denn abgesehen von der Mehrarbeit, die durch die größere Zahlenrechnung entsteht, ist auch die Möglichkeit größer, daß sich Rechenfehler einschleichen, außerdem muß naturgemäß bei einer umständlicheren Rechnung der Genauigkeitsgrad leiden, ein Punkt, der bei mehrfach unbestimmten Systemen sehr zu berücksichtigen ist.

Die Formel

$$\delta_{0d}^I = \sum \mathfrak{M}_0^I w_d$$

ist dagegen für die Auswertung bequemer, weil hier das Moment \mathfrak{M}_d im Grundsystem vorkommt, das sich ja nur über einen Stab erstreckt. Hier ist die Rechenarbeit die gleiche wie bei Benutzung der Formeln (44a).

V.

Im Abschnitt III wurde das n-fach statisch unbestimmte System durch die Wahl eines m_1 -fach statisch unbestimmten Hauptsystems in zwei Gruppen zerlegt, nämlich in ein $(m_1 + m_2)$ -fach statisch unbestimmtes Gebilde. Das ist aber nur ein Sonderfall des allgemeinen Falles, in dem das n-fach unbestimmte System schrittweise von einem m_1 -fach statisch unbestimmten Hauptsystem I in ein $(m_1 + m_2)$ -fach statisch unbestimmtes Hauptsystem II übergeleitet wird usw., so daß zum Schluß das wirkliche System aus einem $(m_1 + m_2 + \dots + m_r)$ -fach statisch unbestimmten Hauptsystem berechnet werden kann.

Mit Rücksicht auf den Umfang der Untersuchungen soll hier nur der Fall eines $(m_1 + m_2 + m_3)$ -fach unbestimmten Systems betrachtet werden. Eine weitere Verallgemeinerung läßt sich entsprechend durchführen. Wir gehen von folgendem System von Elastizitätsgleichungen aus:

$$\left. \begin{aligned} \text{I.} \quad & \left\{ \begin{array}{l} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ba} + X_c \delta_{ca} + \dots \quad X_e \delta_{ea} + X_f \delta_{fa} + X_g \delta_{ga} + \dots \quad X_i \delta_{ia} + X_k \delta_{ka} + X_l \delta_{la} + \dots = \delta_{0a} \\ X_a \delta_{ab} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{cb} + \dots \quad X_e \delta_{eb} + X_f \delta_{fb} + X_g \delta_{gb} + \dots \quad X_i \delta_{ib} + X_k \delta_{kb} + X_l \delta_{lb} + \dots = \delta_{0b} \\ X_a \delta_{ac} + X_b \delta_{bc} + X_c \delta_{cc} + \dots \quad X_e \delta_{ec} + X_f \delta_{fc} + X_g \delta_{gc} + \dots \quad X_i \delta_{ic} + X_k \delta_{kc} + X_l \delta_{lc} + \dots = \delta_{0c} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right. \\ \text{II.} \quad & \left\{ \begin{array}{l} X_a \delta_{ae} + X_b \delta_{be} + X_c \delta_{ce} + \dots \quad X_e \delta_{ee} + X_f \delta_{fe} + X_g \delta_{ge} + \dots \quad X_i \delta_{ie} + X_k \delta_{ke} + X_l \delta_{le} + \dots = \delta_{0e} \\ X_a \delta_{af} + X_b \delta_{bf} + X_c \delta_{cf} + \dots \quad X_e \delta_{ef} + X_f \delta_{ff} + X_g \delta_{gf} + \dots \quad X_i \delta_{if} + X_k \delta_{kf} + X_l \delta_{lf} + \dots = \delta_{0f} \\ X_a \delta_{ag} + X_b \delta_{bg} + X_c \delta_{cg} + \dots \quad X_e \delta_{eg} + X_f \delta_{fg} + X_g \delta_{gg} + \dots \quad X_i \delta_{ig} + X_k \delta_{kg} + X_l \delta_{lg} + \dots = \delta_{0g} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right. \\ \text{III.} \quad & \left\{ \begin{array}{l} X_a \delta_{ai} + X_b \delta_{bi} + X_c \delta_{ci} + \dots \quad X_e \delta_{ei} + X_f \delta_{fi} + X_g \delta_{gi} + \dots \quad X_i \delta_{ii} + X_k \delta_{ki} + X_l \delta_{li} + \dots = \delta_{0i} \\ X_a \delta_{ak} + X_b \delta_{bk} + X_c \delta_{ck} + \dots \quad X_e \delta_{ek} + X_f \delta_{fk} + X_g \delta_{gk} + \dots \quad X_i \delta_{ik} + X_k \delta_{kk} + X_l \delta_{lk} + \dots = \delta_{0k} \\ X_a \delta_{al} + X_b \delta_{bl} + X_c \delta_{cl} + \dots \quad X_e \delta_{el} + X_f \delta_{fl} + X_g \delta_{gl} + \dots \quad X_i \delta_{il} + X_k \delta_{kl} + X_l \delta_{ll} + \dots = \delta_{0l} \\ \dots \dots \dots \end{array} \right. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Die statisch unbestimmten Größen in vorstehenden Gleichungen werden zu drei Gruppen zusammengefaßt:

Gruppe I umfaßt die Unbekannten X_a, X_b, X_c, \dots
 " II " " " X_e, X_f, X_g, \dots
 " III " " " X_i, X_k, X_l, \dots

A bis D). Setzen wir die Unbekannten der Gruppe III, also X_i, X_k, X_l , gleich Null, dann bleibt in den Gruppen I und II ein System von Gleichungen übrig, das wir bereits im Abschnitt III, 2 gelöst haben. Zur Bestimmung der Unbekannten X_a^I, X_b^I, X_c^I , die dem statisch unbestimmten Hauptsystem I angehören, dienen die Gl. (25) u. (26). Die zum statisch unbestimmten Hauptsystem II gehörigen Unbekannten erhalten den oberen Index II, also $X_e^{II}, X_f^{II}, X_g^{II}, \dots$; sie waren in dem System der Gl. (29) als die damaligen wirklichen Unbekannten ohne oberen Index eingeführt und wurden mit Hilfe der Verschiebungen δ^I aus den Gl. (30) bis (33) ermittelt.

Die so berechneten Unbekannten der Gruppen I und II werden nun durch die Größen der Gruppe III X_i, X_k, X_l, \dots — die als die endgültigen statisch unbestimmten Größen nach den früheren Festsetzungen keinen oberen Index erhalten sollen — beeinflusst werden. Dieser Einfluß wird im folgenden untersucht.

E) Wir betrachten zunächst den Zustand $X_i = -1$ auf die Größen der Gruppe I und erhalten dann die neuen Werte $X_{ai}^I, X_{bi}^I, X_{ci}^I, \dots$ aus folgendem System von Gleichungen:

$$\left. \begin{aligned} X_{ai}^I \delta_{aa} + X_{bi}^I \delta_{ba} + X_{ci}^I \delta_{ca} + \dots &= \delta_{ai} \\ X_{ai}^I \delta_{ab} + X_{bi}^I \delta_{bb} + X_{ci}^I \delta_{cb} + \dots &= \delta_{bi} \\ X_{ai}^I \delta_{ac} + X_{bi}^I \delta_{bc} + X_{ci}^I \delta_{cc} + \dots &= \delta_{ci} \\ \dots &\dots \end{aligned} \right\} \dots \quad (56)$$

Die Lösung für die Unbekannten erhält man daher wieder aus den Gl. (26) durch Vertauschen der Indizes $_0$ mit i ; es wird also

$$\left. \begin{aligned} X_{ai}^I &= C_{aa}^I \delta_{ia} + C_{ab}^I \delta_{ib} + C_{ac}^I \delta_{ic} + \dots \\ X_{bi}^I &= C_{ba}^I \delta_{ia} + C_{bb}^I \delta_{ib} + C_{bc}^I \delta_{ic} + \dots \\ X_{ci}^I &= C_{ca}^I \delta_{ia} + C_{cb}^I \delta_{ib} + C_{cc}^I \delta_{ic} + \dots \end{aligned} \right\} \dots \quad (57)$$

Ebenso erhält man für die Zustände $X_k = -1$ und $X_l = -1$ durch Vertauschen der Indizes $_0$ in den Gl. (26) mit k und l die Größen

$$X_{ak}^I, X_{bk}^I, X_{ck}^I \text{ und } X_{al}^I, X_{bl}^I, X_{cl}^I, \dots$$

F) Die durch die Unbekannten der III. Gruppe verursachten, jetzt neu hinzutretenden Verschiebungen am Hauptsystem I ermitteln sich wie folgt

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ei}^I &= \delta_{ei} - X_{ai}^I \delta_{ai} - X_{bi}^I \delta_{bi} - X_{ci}^I \delta_{ci} - \dots \\ \delta_{fi}^I &= \delta_{fi} - X_{af}^I \delta_{ai} - X_{bf}^I \delta_{bi} - X_{cf}^I \delta_{ci} - \dots \\ &= \delta_{fi} - X_{ai}^I \delta_{af} - X_{bi}^I \delta_{bf} - X_{ci}^I \delta_{cf} - \dots \\ \delta_{gi}^I &= \delta_{gi} - X_{ag}^I \delta_{ai} - X_{bg}^I \delta_{bi} - X_{cg}^I \delta_{ci} - \dots \\ &= \delta_{gi} - X_{ai}^I \delta_{ag} - X_{bi}^I \delta_{bg} - X_{ci}^I \delta_{cg} - \dots \end{aligned} \right\} \quad (58)$$

Ferner bestimmt man entsprechend durch Vertauschen der Indizes die Verschiebungen

$$\delta_{ek}^I, \delta_{fk}^I, \delta_{gk}^I, \dots \text{ ebenso } \delta_{ei}^I, \delta_{fi}^I, \delta_{gi}^I, \dots$$

und schließlich

$$\delta_{il}^I, \delta_{kl}^I, \delta_{el}^I, \delta_{kl}^I, \delta_{kl}^I, \delta_{il}^I.$$

Die den Index $_0$ enthaltenen Verschiebungen

$$\delta_{0i}^I, \delta_{0k}^I, \delta_{0l}^I$$

erhält man wieder durch Indexvertauschung aus den Gl. (58) bzw. (32) u. (32a); vgl. Anm. 7. Zum Beispiel wird

$$\delta_{0i}^I = \delta_{0i} - X_{ai}^I \delta_{0a} - X_{bi}^I \delta_{0b} - X_{ci}^I \delta_{0c} - \dots \text{ usw.} \quad (59)$$

Nunmehr kann man die infolge des Zustandes $X_i = -1$ am Hauptsystem II entstehenden Größen

$$X_{ei}^{II}, X_{fi}^{II}, X_{gi}^{II}$$

aus folgendem System von Gleichungen berechnen

$$\left. \begin{aligned} X_{ei}^{II} \delta_{ee}^I + X_{fi}^{II} \delta_{fe}^I + X_{gi}^{II} \delta_{ge}^I &= \delta_{ei}^I \\ X_{ei}^{II} \delta_{ef}^I + X_{fi}^{II} \delta_{ff}^I + X_{gi}^{II} \delta_{gf}^I &= \delta_{fi}^I \\ X_{ei}^{II} \delta_{eg}^I + X_{fi}^{II} \delta_{fg}^I + X_{gi}^{II} \delta_{gg}^I &= \delta_{gi}^I \end{aligned} \right\} \dots \quad (60)$$

Diese Gleichungen erhält man aus den Gl. (29) durch Vertauschen des Index $_0$ durch i ; vgl. auch Anm. 6. In derselben Weise erhält man durch entsprechende Indexvertauschung Gleichungen zur Berechnung der Größen

$$X_{ek}^{II}, X_{fk}^{II}, X_{gk}^{II}, \dots, X_{el}^{II}, X_{fl}^{II}, X_{gl}^{II}, \dots$$

G) Für die Ermittlung der endgültigen statisch unbestimmten Größen findet man dann aus der Gruppe III der Elastizitätsgleichungen folgendes System von Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} X_i \delta_{ii}^{II} + X_k \delta_{ki}^{II} + X_l \delta_{li}^I &= \delta_{ii}^{II} \\ X_i \delta_{ik}^{II} + X_k \delta_{kk}^{II} + X_l \delta_{lk}^I &= \delta_{ik}^{II} \\ X_i \delta_{il}^{II} + X_k \delta_{kl}^{II} + X_l \delta_{ll}^{II} &= \delta_{il}^{II} \end{aligned} \right\} \dots \quad (61)$$

Hierin sind die Verschiebungen δ^{II} an dem statisch unbestimmten Hauptsystem II zu ermitteln. Es wird¹⁶⁾

$$\left. \begin{aligned} \delta_{ii}^{II} &= \delta_{ii}^I - X_{ei}^{II} \delta_{ei}^I - X_{fi}^{II} \delta_{fi}^I \\ &\quad - X_{gi}^{II} \delta_{gi}^I - \dots \\ \delta_{ik}^{II} &= \delta_{ik}^{II} = \delta_{ik}^I - X_{ei}^{II} \delta_{ek}^I \\ &\quad - X_{fi}^{II} \delta_{fk}^I - X_{gi}^{II} \delta_{gk}^I - \dots \\ &= \delta_{ki}^I - X_{ek}^I \delta_{ei}^I - X_{fk}^I \delta_{fi}^I \\ &\quad - X_{gk}^I \delta_{gi}^I - \dots \\ \delta_{0i}^I &= \delta_{0i}^I - X_{ei}^{II} \delta_{0e}^I - X_{fi}^{II} \delta_{0f}^I \\ &\quad - X_{gi}^{II} \delta_{0g}^I - \dots \\ &= \delta_{0i}^I - X_{ei}^{II} \delta_{ei}^I - X_{fi}^{II} \delta_{fi}^I \\ &\quad - X_{gi}^{II} \delta_{gi}^I - \dots \end{aligned} \right\} \quad 62$$

¹⁶⁾ Die folgenden Formeln für die Verschiebungen δ^{II} lassen sich zum Beispiel wieder aus der Gleichung

$$\delta_{pq}^{II} = \int \mathfrak{M}_p^{II} \mathfrak{M}_q ds' = \int \mathfrak{M}_p \mathfrak{M}_q^{II} ds'$$

herleiten, wie unter II, 1 bei Bestimmung der Verschiebungen δ^I angegeben wurde.

Alle diese Formeln lassen sich sofort, wie bei den früheren Untersuchungen, mit Hilfe entsprechender Indexvertauschungen anschreiben.

H) Kennt man die statisch unbestimmten Größen X_i, X_k, X_l, \dots , so kann man deren Einfluß zu den Formeln für $X_e^{II}, X_f^{II}, X_g^{II}, \dots$ hinzufügen, um die endgültigen Größen X_e, X_f, X_g zu erhalten. Es wird

$$\left. \begin{aligned} X_e &= X_e^{II} - X_{ei}^{II} X_i - X_{ek}^{II} X_k - X_{el}^{II} X_l - \dots \\ X_f &= X_f^{II} - X_{fi}^{II} X_i - X_{fk}^{II} X_k - X_{fl}^{II} X_l - \dots \\ X_g &= X_g^{II} - X_{gi}^{II} X_i - X_{gk}^{II} X_k - X_{gl}^{II} X_l - \dots \\ &\dots \dots \dots \end{aligned} \right\} \quad (63)$$

Zum Schluß erhält man dann die Unbekannten

$$\left. \begin{aligned} X_a &= X_a^{II} - X_{ai}^{II} X_i - X_{ak}^{II} X_k - X_{al}^{II} X_l - \dots \\ X_b &= X_b^{II} - X_{bi}^{II} X_i - X_{bk}^{II} X_k - X_{bl}^{II} X_l - \dots \\ X_c &= X_c^{II} - X_{ci}^{II} X_i - X_{ck}^{II} X_k - X_{cl}^{II} X_l - \dots \end{aligned} \right\} \quad (64)$$

Hierin sind

$$\left. \begin{aligned} X_{ai}^{II} &= X_{ai}^I - X_{ea}^I X_{ei}^{II} - X_{fa}^I X_{fi}^{II} - X_{ga}^I X_{gi}^{II} \\ X_{ak}^{II} &= X_{ak}^I - X_{ea}^I X_{ek}^{II} - X_{fa}^I X_{fk}^{II} - X_{ga}^I X_{gk}^{II} \\ X_{al}^{II} &= X_{al}^I - X_{ea}^I X_{el}^{II} - X_{fa}^I X_{fl}^{II} - X_{ga}^I X_{gl}^{II} \end{aligned} \right\} \quad (65)$$

Entsprechend sind zu bilden

$$X_{bi}^{II}, X_{bk}^{II}, X_{bl}^{II}, \dots \text{ und } X_{ci}^{II}, X_{ck}^{II}, X_{cl}^{II}, \dots$$

J) Nach Kenntnis der statisch unbestimmten Größen kann man dann die Angriffsmomente auf folgende Weise ermitteln.

Die Momente des statisch unbestimmten Hauptsystems I sind

$$\mathfrak{M}_0^I = \mathfrak{M}_0 - \mathfrak{M}_a X_a^I - \mathfrak{M}_b X_b^I - \mathfrak{M}_c X_c^I - \dots \quad (66)$$

Die Momente des statisch unbest. Hauptsystems II berechnen sich zu

$$\begin{aligned} \mathfrak{M}_0^{II} &= \mathfrak{M}_0^I - \mathfrak{M}_e^I X_e^{II} - \mathfrak{M}_f^I X_f^{II} \\ &\quad - \mathfrak{M}_g^I X_g^{II} - \dots \end{aligned} \quad (67)$$

Die Momente $\mathfrak{M}_e^I, \mathfrak{M}_f^I, \dots$ sind nach den Formeln (36) und (37) zu berechnen.

Die endgültigen Angriffsmomente werden

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_0^{II} - \mathfrak{M}_i^{II} X_i - \mathfrak{M}_k^{II} X_k - \mathfrak{M}_l^{II} X_l - \dots \quad (68)$$

Hierin sind

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_i^{II} &= \mathfrak{M}_i^I - \mathfrak{M}_e^I X_{ei}^{II} - \mathfrak{M}_f^I X_{fi}^{II} - \mathfrak{M}_g^I X_{gi}^{II} - \dots \\ \mathfrak{M}_k^{II} &= \mathfrak{M}_k^I - \mathfrak{M}_e^I X_{ek}^{II} - \mathfrak{M}_f^I X_{fk}^{II} - \mathfrak{M}_g^I X_{gk}^{II} - \dots \\ &\text{usf.} \end{aligned} \right\} \quad (69)$$

Am Schluß der Betrachtung dieses allgemeinen Falles möge noch auf den Sonderfall aufmerksam gemacht werden, der sich aus der Bedingung ergibt, daß $m_1 = m_2 = m_3 = \dots = 1$ ist. In diesem Falle wachsen die Hauptsysteme schrittweise um je eine statisch unbestimmte Größe. Die nte Unbekannte erhält man aus der

$$\text{Gleichung } X_n = \frac{\delta^{(n-1)}}{\delta_{nn}^{(n-1)}}; \text{ hierin sind die Verschiebungen } \delta \text{ am } (n-1)\text{-fach statisch unbestimmten Hauptsystem zu bestimmen. Wird nur der Einfluß der Momente berücksichtigt, dann ist z. B.}$$

$$\delta_{nn}^{(n-1)} = \int \mathfrak{M}_0 \mathfrak{M}_n^{(n-1)} \frac{ds}{EJ}; \text{ das Moment } \mathfrak{M}_0 \text{ ist am}$$

Grundsystem zu nehmen, das Moment $\mathfrak{M}_n^{(n-1)}$ entsteht infolge des Zustandes $X_n = -1$ am $(n-1)$ -fach statisch unbestimmten Hauptsystem.

Auf diesen Sonderfall wird hier nicht näher eingegangen, da er schon mehrfach eingehend behandelt ist, z. B. in der Abhandlung des Professors Siegmund Müller: „Zur Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Tragwerke.“ Zentralblatt der Bauverwaltung, 1907.

VI.

Beispiel II: Der unten eingespannte Rahmen-träger über drei Öffnungen.

Nach dem im Teil V in großen Umrissen ange deuteten Verfahren soll nunmehr als Beispiel das folgende 5fach statisch unbestimmte System nach Fig. 23 unter Zuhilfenahme zweier Hauptsysteme berechnet werden. Dieses Beispiel soll ferner zeigen, daß eine solche Auflösung eines mehrfach statisch unbestimmten Systems in mehrere Hauptsysteme von geringerer statischer Unbestimmtheit auch vom technischen Standpunkt aus zweckmäßig sein kann.

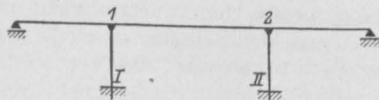


Fig. 23.

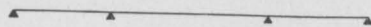


Fig. 24.

Derartige Systeme nach Fig. 23 werden z. B. im Eisenbetonhochbau für lotrechte Lasten in der Regel als durchlaufende Balken auf frei drehbaren Stützen nach Fig. 24 berechnet. Die im folgenden durchgeführte Berechnung gestattet nun, sowohl den Einfluß, den die biegezugsfeste Verbindung der Stützen mit dem Balken, als auch den Einfluß, den die Fußspannung der Stützen ausübt, gesondert zu untersuchen. Diesen Nachweis, ob die Näherungsrechnung als alleinige Rechnung berechtigt ist oder nicht, braucht man im vorliegenden Falle nicht durch ein Mehr an

Rechenarbeit zu erkaufen, denn die angenommenen Hauptsysteme stellen ja schnell und einfach zu berechnende Tragwerke dar.

Das System nach Fig. 23 wird also in drei Gruppen von je zwei, einer und zwei Unbekannten aufgelöst

Das Hauptsystem I stellt Fig. 25 dar. Bei f ist ein festes, bei b ein bewegliches Auflager. Vernachlässigt man den (nicht wesentlichen) Einfluß der Normalkräfte der Mittelstütze auf die statisch unbestimmten Größen, dann wirken die Systeme nach Fig. 24 und 25 gleich.

Das statisch unbestimmte Hauptsystem II erhält man nach Fig. 26; es tritt der Horizontal-schub am rechten Stützenfuß als neue Unbekannte hinzu.

Die Gruppe III der Unbekannten erhält man, wenn man die Stützenfußgelenke in Einspannungen verwandelt; dann treten zwei unbekannte Größen neu hinzu. Es entsteht das wirklich vorhandene System nach Fig. 23.

Zunächst werden die allgemeinen Formeln, die der Rechnung zugrunde gelegt werden sollen, zusammengestellt; hierbei werden, da die Untersuchung mit Hilfe von Einflußlinien vorgenommen wird, für die in den bisherigen Formeln eingeführten Verschiebungen der rechten Seite δ_{0a} , δ_{0b} , . . . die Bezeichnungen δ_{ma} , δ_{mb} , . . . (für die Last $P_m = 1t$) gesetzt.

1.

Die Elastizitätsgleichungen für das fünffach statisch unbestimmte System lauten:

$$\left. \begin{aligned} X_a \delta_{aa} + X_b \delta_{ba} + X_c \delta_{ca} + X_d \delta_{da} + X_e \delta_{ea} &= \delta_{ma} \\ X_a \delta_{ab} + X_b \delta_{bb} + X_c \delta_{cb} + X_d \delta_{db} + X_e \delta_{eb} &= \delta_{mb} \\ X_a \delta_{ac} + X_b \delta_{bc} + X_c \delta_{cc} + X_d \delta_{dc} + X_e \delta_{ec} &= \delta_{mc} \\ X_a \delta_{ad} + X_b \delta_{bd} + X_c \delta_{cd} + X_d \delta_{dd} + X_e \delta_{ed} &= \delta_{md} \\ X_a \delta_{ae} + X_b \delta_{be} + X_c \delta_{ce} + X_d \delta_{de} + X_e \delta_{ee} &= \delta_{me} \end{aligned} \right\} 70$$

Das statisch unbestimmte Hauptsystem I enthält die Unbekannten X_a^I und X_b^I , deren Berechnung nach den Gleichungen erfolgt:

$$\left. \begin{aligned} X_a^I \delta_{aa} + X_b^I \delta_{ba} &= \delta_{ma} \\ X_a^I \delta_{ab} + X_b^I \delta_{bb} &= \delta_{mb} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (71)$$

Bezeichnet man die Nennerdeterminante der Gl. (71) mit

$$\Delta_I = \delta_{aa} \delta_{bb} - \delta_{ab}^2, \dots \dots \dots (72)$$

dann ist

$$X_a^I = \frac{\delta_{bb}}{\Delta_I} \delta_{ma} - \frac{\delta_{ba}}{\Delta_I} \delta_{mb} \dots \dots \dots (73)$$

$$X_b^I = \frac{\delta_{aa}}{\Delta_I} \delta_{mb} - \frac{\delta_{ab}}{\Delta_I} \delta_{ma} \dots \dots \dots (74)$$

Zu dem Zustand $X_c = -1$ gehören dann die Werte

$$\left. \begin{aligned} X_{ac}^I &= \frac{\delta_{bb}}{\Delta_I} \delta_{ca} - \frac{\delta_{ba}}{\Delta_I} \delta_{cb} \\ X_{bc}^I &= \frac{\delta_{aa}}{\Delta_I} \delta_{cb} - \frac{\delta_{ab}}{\Delta_I} \delta_{ca} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (75)$$

die man aus den Gl. (73) und (74) durch Vertauschen der Indices m durch c erhält; durch weitere Vertauschung erhält man für die Zustände $X_d = -1$ und $X_e = -1$

$$\left. \begin{aligned} X_{ad}^I &= \frac{\delta_{bb}}{\Delta_I} \delta_{da} - \frac{\delta_{ba}}{\Delta_I} \delta_{db} \\ X_{bd}^I &= \frac{\delta_{aa}}{\Delta_I} \delta_{db} - \frac{\delta_{ab}}{\Delta_I} \delta_{da} \\ X_{ac}^I &= \frac{\delta_{bb}}{\Delta_I} \delta_{ea} = \frac{\delta_{ba}}{\Delta_I} \delta_{eb} \\ X_{be}^I &= \frac{\delta_{aa}}{\Delta_I} \delta_{eb} = \frac{\delta_{ab}}{\Delta_I} \delta_{ea} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (76)$$

Für die Verschiebungen δ_{mc}^I und δ_{cc}^I des statisch unbestimmten Hauptsystems I erhält man folgende Werte:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{mc}^I &= \delta_{mc} - X_{ac}^I \delta_{ma} - X_{bc}^I \delta_{mb} \\ \delta_{cc}^I &= \delta_{cc} - X_{ac}^I \delta_{ca} - X_{bc}^I \delta_{cb} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (77)$$

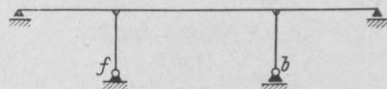


Fig. 25. Hauptsystem I.

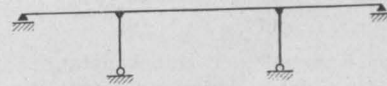


Fig. 26. Hauptsystem II.

Die Unbekannte des statisch unbestimmten Hauptsystems II wird dann

$$X_c^{II} = \frac{\delta_{mc}^I}{\delta_{cc}^I} \dots \dots \dots (78)$$

Ferner wird

$$\left. \begin{aligned} X_{cd}^{II} &= \frac{\delta_{dc}^I}{\delta_{cc}^I} = \frac{1}{\delta_{cc}^I} [\delta_{dc} - X_{ac}^I \delta_{da} - X_{bc}^I \delta_{db}] \\ X_{ce}^{II} &= \frac{\delta_{ec}^I}{\delta_{cc}^I} = \frac{1}{\delta_{cc}^I} [\delta_{ec} - X_{ac}^I \delta_{ea} - X_{bc}^I \delta_{eb}] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (79)$$

Die Unbekannten X_a^{II} und X_b^{II} berechnen sich aus

$$\left. \begin{aligned} X_a^{II} &= X_a^I - X_{ac}^I X_c^{II} \\ X_b^{II} &= X_b^I - X_{bc}^I X_c^{II} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (80)$$

Dann wird berechnet

$$\left. \begin{aligned} X_{ad}^{II} &= X_{ad}^I - X_{ac}^I X_{cd}^{II} \\ X_{ae}^{II} &= X_{ae}^I - X_{ac}^I X_{ce}^{II} \\ X_{bd}^{II} &= X_{bd}^I - X_{bc}^I X_{cd}^{II} \\ X_{be}^{II} &= X_{be}^I - X_{bc}^I X_{ce}^{II} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (81)$$

Weiterhin werden noch folgende Verschiebungen des Hauptsystems I gebraucht

$$\left. \begin{aligned} \delta_{dd}^I &= \delta_{dd} - X_{ad}^I \delta_{ad} - X_{bd}^I \delta_{bd} \\ \delta_{ed}^I &= \delta_{ed} - X_{ae}^I \delta_{ad} - X_{be}^I \delta_{bd} \\ &= \delta_{de} - X_{ad}^I \delta_{ae} - X_{bd}^I \delta_{be} \\ \delta_{ee}^I &= \delta_{ee} - X_{ae}^I \delta_{ae} - X_{be}^I \delta_{be} \\ \delta_{md}^I &= \delta_{md} - X_{ad}^I \delta_{ma} - X_{bd}^I \delta_{mb} \\ \delta_{me}^I &= \delta_{me} - X_{ae}^I \delta_{ma} - X_{be}^I \delta_{mb} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (82)$$

Hierauf werden die Verschiebungen δ_{II} des statisch unbestimmten Hauptsystems II berechnet.

$$\left. \begin{aligned} \delta_{dd}^{II} &= \delta_{dd}^I - X_{cd}^{II} \delta_{cd}^I \\ \delta_{ed}^{II} &= \delta_{ed}^I - X_{ce}^{II} \delta_{ce}^I \\ &= \delta_{de}^I - X_{cd}^{II} \delta_{ce}^I \\ \delta_{ee}^{II} &= \delta_{ee}^I - X_{ce}^{II} \delta_{ce}^I \\ \delta_{md}^{II} &= \delta_{md}^I - X_{cd}^{II} \delta_{ce}^I \\ \delta_{me}^{II} &= \delta_{me}^I - X_{ce}^{II} \delta_{ce}^I \end{aligned} \right\} \dots (83)$$

Die statisch unbestimmten Größen der Gruppe III der Elastizitätsgleichungen erhält man aus den beiden Gleichungen

$$\left. \begin{aligned} X_d \delta_{dd}^{II} + X_e \delta_{ed}^{II} &= \delta_{md}^{II} \\ X_d \delta_{de}^{II} + X_e \delta_{ee}^{II} &= \delta_{me}^{II} \end{aligned} \right\} \dots (84)$$

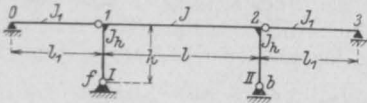


Fig. 27.

Mit der Abkürzung

$$J_{III} = \delta_{dd}^{II} \delta_{ee}^{II} - (\delta_{ed}^{II})^2 \dots (85)$$

wird

$$\left. \begin{aligned} X_d &= \frac{\delta_{ee}^{II}}{J_{III}} \delta_{md}^{II} - \frac{\delta_{ed}^{II}}{J_{III}} \delta_{me}^{II} \\ X_e &= \frac{\delta_{dd}^{II}}{J_{III}} \delta_{me}^{II} - \frac{\delta_{ed}^{II}}{J_{III}} \delta_{md}^{II} \end{aligned} \right\} \dots (86)$$

Nach Kenntnis der Unbekannten X_d und X_e werden die anderen statisch unbestimmten Größen ermittelt zu

$$\left. \begin{aligned} X_a &= X_a^{II} - X_{ad}^{II} X_d - X_{ae}^{II} X_e \\ X_b &= X_b^{II} - X_{bd}^{II} X_d - X_{be}^{II} X_e \\ X_c &= X_c^{II} - X_{cd}^{II} X_d - X_{ce}^{II} X_e \end{aligned} \right\} \dots (87)$$

2.

a) Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems I (vergl. Fig. 25).

Zu diesem gehört die Gruppe I der Elastizitätsgleichungen, nämlich die Gl. (71).

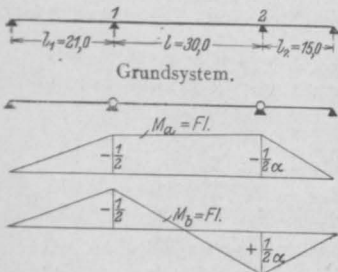


Fig. 28.

Die Untersuchung erfolgt nur für lotrechte Belastung; bleibt der Einfluß der Normalkräfte unberücksichtigt, dann handelt es sich beim System I um Berechnung eines Balkens auf 4 starren Stützen nach Fig. 24.

Das statisch bestimmte Hauptsystem wird erhalten, wenn man im wagerechten Balken unmittelbar links von der Stütze 1—I und unmittelbar rechts von der Stütze 2—II Gelenke einschaltet dann besteht das Grundsystem nach Fig. 27 aus drei Einzelbalken.

Als statisch unbestimmte Größen werden gewählt¹⁷⁾

$$\left. \begin{aligned} X_a^I &= \mathfrak{M}_1^I + \mathfrak{M}_2^I \\ X_b^I &= \mathfrak{M}_1^I - \mathfrak{M}_2^I \end{aligned} \right\} \dots (88)$$

Die Stützenmomente des Balkens über den Stützen 1 und 2 sind dann

$$\mathfrak{M}_1^I = \frac{X_a^I + X_b^I}{2} \text{ und } \mathfrak{M}_2^I = \frac{X_a^I - X_b^I}{2} \dots (89)$$

Die Zustände $X_a^I = -1$ und $X_b^I = -1$ mit den zugehörigen Momentenflächen sind in den Fig. 29 und 30 dargestellt. Bei der Berechnung der Verschiebungen werden die $E J_c$ -fachen Werte ermittelt; da Irrtümer nicht entstehen können, wird der Bequemlichkeit halber wie im Beispiel I in den folgenden Formeln für die Verschiebungen δ der Faktor $E J_c$ weggelassen.

Mit $dx' = dx \frac{J_c}{J}$, wobei $J_c = J$ gleich dem

¹⁷⁾ Diese von Müller-Breslau eingeführte Wahl der statisch unbestimmten Größen bewirkt, daß $\delta_{ab} = 0$ wird; jedoch wird das nur bei symmetrischem System erreicht. Das Verfahren kann auch auf unsymmetrische Systeme erweitert werden; dann muß man als Unbekannte wählen

$X_a = \mathfrak{M}_1 + \alpha \mathfrak{M}_2$; $X_b = \mathfrak{M}_1 - \alpha \mathfrak{M}_2$. . (90)
worin α aus der Bedingung bestimmt wird, daß $\delta_{ab} = \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_b ds' = 0$ werden soll. Die weitere Rechnung ist dann wie beim symmetrischen System. Die Stützenmomente werden

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{1}{2} [X_a + X_b]; \mathfrak{M}_2 = \frac{1}{2\alpha} [X_a - X_b] \dots (91)$$

Für den Balken auf 4 Stützen nach Fig. 1 und 28 als Beispiel erhält man aus der Gleichung $\delta_{ab} = 0$ für α die Bedingung

$$0 = \frac{l_1}{12} + \frac{1}{12} \left(1 - \frac{1}{\alpha^2}\right) - \frac{l_2}{12\alpha^2}$$

und hieraus

$$\alpha^2 = \frac{1 + l_2}{1 + l_1} = \frac{30 + 15}{30 + 21} = \frac{15}{17}$$

Weiter wird

$$\delta_{aa} = \frac{17}{60} \left[30 + \sqrt{\frac{15}{17}} \cdot 10\right]$$

$$\delta_{bb} = \frac{17}{60} \left[30 - 10 \sqrt{\frac{15}{17}}\right]$$

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{1}{2} \left[\frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} + \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} \right]$$

Für die linke Seitenöffnung wird $\delta_{mb} = \delta_{ma}$, also

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{1}{2} \delta_{ma} \frac{\delta_{aa} + \delta_{bb}}{\delta_{aa} \delta_{bb}}$$

oder

$$\mathfrak{M}_1 = -\omega_D \frac{21^2}{24} \cdot \frac{12}{46} = -\omega_D \cdot \frac{21^2}{2 \cdot 46};$$

bezüglich des Wertes ω_D vgl. die Anmerkung 18.

Bei der Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems erhält man für die linke Seitenöffnung nach Gl. (1) schneller

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{-\omega_D \frac{21^2}{6}}{46} = -\omega_D \frac{21^2}{2 \cdot 46}$$

Trägheitsmoment des mittleren Balkens gesetzt wird (Fig. 27), erhält man

$$\delta_{aa} = \int \mathfrak{M}_a^2 dx' = 2 \frac{J}{J_1} \left(\frac{1}{2}\right)^2 \cdot \frac{1}{3} + \left(\frac{1}{2}\right)^2 l$$

$$\delta_{aa} = \frac{l_1'}{6} + \frac{1}{4}; \quad l_1' = l_1 \frac{J}{J_1}$$

Bei der Berechnung der δ_m -Werte wird von den Zahlenwerten ω Gebrauch gemacht¹⁸⁾. Bezeichnet man die Ordinaten der δ_m -Linien mit η , dann wird

$$\delta_{ma} \begin{cases} \text{Linke Seitenöffnung} & \eta_l = \omega_D \left[-\frac{1}{2}\right] \cdot \frac{[l_1']^2}{6} = -\omega_D \frac{[l_1']^2}{12} \\ \text{Mittelöffnung} & \eta = \omega_R \left[-\frac{1}{2}\right] \frac{l^2}{2} = -\omega_R \frac{l^2}{4} \\ \text{Rechte Seitenöffnung} & \eta_r = -\omega_D \frac{[l_1']^2}{12} \end{cases}$$

$$\delta_{bb} = \int \mathfrak{M}_b^2 dx' = \frac{l_1'}{6} + \frac{1}{12}$$

$$\delta_{mb} \begin{cases} \text{Linke Seitenöffnung} & \eta_l = -\omega_D \frac{l_1'^2}{12} \\ \text{Mittelöffnung} & \eta = \frac{l^2}{12} [2\omega_D - 3\omega_R] \\ \text{Rechte Seitenöffnung} & \eta_r = +\omega_D \frac{l_1'^2}{12} \end{cases}$$

$$\delta_{ab} = 0$$

Dann vereinfachen sich die Gl. (73) und (74) zu

$$X_a I = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}}; \quad X_b I = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} \dots \dots \dots (92)$$

¹⁸⁾ Vgl. Müller-Breslau, Graph. Stat. II, 2 Seite 105 und Anhang. Die δ_m ...-Werte erhält man als Ordinaten von Seillinien, die entstehen, wenn die Momentenflächen infolge $X = -1$ als Belastungsflächen des Grundsystems aufgefaßt werden. Im vorliegenden Fall sind die Belastungsflächen einfache Rechtecke und Dreiecke, daher werden die δ_m ...-Werte wohl am schnellsten durch Rechnung gefunden. Ist die Belastungsfläche des einfachen Balkens von der Länge l ein Rechteck mit der Höhe z , dann entsteht die Momentenordinate

$$\eta = \omega_R \frac{z l^2}{2},$$

worin

$$\omega_R = \frac{x}{1} - \frac{x^2}{l^2}$$

ist. Bei der Dreiecksbelastung mit der größten Belastungshöhe z (vgl. z. B. in der Fig. 29 die \mathfrak{M}_a -Fläche der Seitenöffnung, bei der $z = -\frac{1}{2}$ ist) wird

$$\eta = \omega_D \frac{z l^2}{12}$$

und

$$\omega_D = \frac{x}{1} - \frac{x^3}{l^3}.$$

b) Berechnung des statisch unbestimmten Hauptsystems II nach Fig. 26.

Der Zustand $X_c = -1$ am Grundsystem ist in Fig. 31 dargestellt. Man erhält mit $h' = h \frac{J}{J_h}$

$$\delta_{cc} = \int \mathfrak{M}_c^2 dx' = \frac{2}{3} h' h^2 + l h^2,$$

$$\delta_{ac} = \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_c dx' = -\frac{h l}{2},$$

$$\delta_{bc} = 0.$$

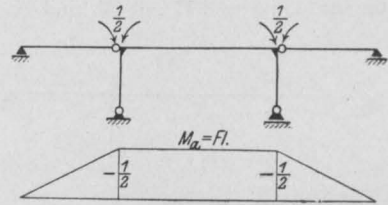
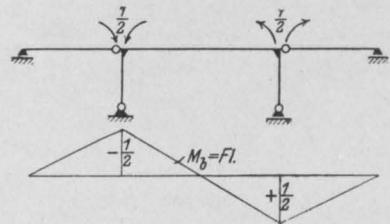
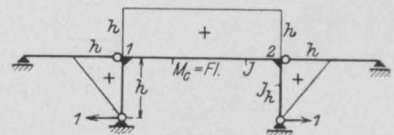


Fig. 29.



Zustand $X_b = -1$.

Fig. 30.



Zustand $X_c = -1$.

Fig. 31.

Die δ_{mc} -Linie hat in den Seitenöffnungen die Ordinaten 0, in der Mittelöffnung

$$\eta = \omega_R \frac{h l^2}{2}.$$

Die Gl. (75) vereinfachen sich dann zu

$$\left. \begin{aligned} X_{ac} I &= \frac{\delta_{ac}}{\delta_{aa}} \\ X_{bc} I &= 0. \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (93)$$

Die Gl. (77) werden

$$\left. \begin{aligned} \delta_{mc} I &= \delta_{mc} - X_{ac} I \delta_{ma} \\ \delta_{cc} I &= \delta_{cc} - X_{ac} I \delta_{ac} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (94)$$

Dann erhält man

$$X_c II = \frac{\delta_{mc} I}{\delta_{cc} I} \dots \dots \dots (95)$$

Durch den Horizontalschub X_{cII} werden die Unbekannten X_{aI} und X_{bI} abgeändert in

$$\left. \begin{aligned} X_{aII} &= X_{aI} - X_{acI} X_{cII} \\ X_{bII} &= X_{bI} - X_{bcI} X_{cII} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (69)$$

oder mit Rücksicht darauf, daß $X_{bcI} = 0$ ist, wird

$$X_{bII} = X_{bI} \dots \dots \dots (97)$$

c) Berechnung des Systems III nach Fig. 23.

Bezeichnet man die Einspannungsmomente an den Stützenfüßen I und II mit \mathfrak{M}_I und \mathfrak{M}_{II} (vergl. Fig. 32),

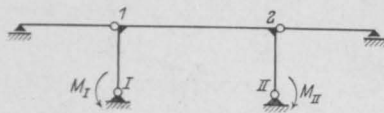
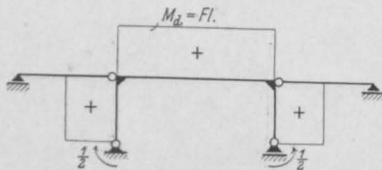
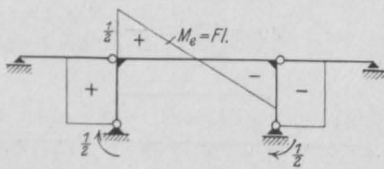


Fig. 32.



Zustand $X_d = -1$.

Fig. 33.



Zustand $X_e = -1$.

Fig. 34.

dann werden als statisch unbestimmte Größen der Gruppe III gewählt:

$$\left. \begin{aligned} X_d &= \mathfrak{M}_I + \mathfrak{M}_{II} \\ X_e &= \mathfrak{M}_I - \mathfrak{M}_{II} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (98)$$

also:

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_I &= \frac{1}{2} [X_d + X_e] \\ \mathfrak{M}_{II} &= \frac{1}{2} [X_d - X_e] \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (99)$$

Die Zustände $X_d = -1$ und $X_e = -1$ am Grundsystem sind in den Fig. 33 u. 34 dargestellt. Man erhält:

$$\delta_{dd} = \int \mathfrak{M}_d^2 dx' = \frac{h'}{2} + \frac{1}{4},$$

$$\delta_{ad} = \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_d dx' = -\frac{1}{4},$$

$$\delta_{bd} = \int \mathfrak{M}_b \mathfrak{M}_d dx' = 0,$$

$$\delta_{cd} = \int \mathfrak{M}_c \mathfrak{M}_d dx' = \frac{h h'}{2} + \frac{1 h}{2} = \frac{h}{2} [h' + 1].$$

Die Ordinaten der δ_{md} -Linie sind in den Seitenöffnungen Null, für die Mittelöffnung wird

$$\eta = \omega R \frac{l^2}{4}.$$

Ferner wird

$$\delta_{ee} = \int \mathfrak{M}_e^2 dx' = \frac{h'}{2} + \frac{1}{12},$$

$$\delta_{ae} = \int \mathfrak{M}_a \mathfrak{M}_e dx' = 0,$$

$$\delta_{be} = \int \mathfrak{M}_b \mathfrak{M}_e dx' = -\frac{1}{12},$$

$$\delta_{ce} = \int \mathfrak{M}_c \mathfrak{M}_e dx' = 0,$$

$$\delta_{de} = \int \mathfrak{M}_d \mathfrak{M}_e dx' = 0.$$

Die Ordinaten der δ_{me} -Linie sind wieder in den Seitenöffnungen 0, in der Mittelöffnung wird

$$\eta = \frac{l^2}{12} [3 \omega R - 2 \omega D].$$

Die Gl. (76) vereinfachen sich zu

$$\left. \begin{aligned} X_{adI} &= \frac{\delta_{ad}}{\delta_{aa}} \\ X_{bdI} &= 0 \\ X_{aeI} &= 0 \\ X_{beI} &= \frac{\delta_{eb}}{\delta_{bb}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (98)$$

Ferner wird nach Gl. (79), da

$$\delta_{dcI} = \delta_{dc} - X_{acI} \delta_{ad}$$

und

$$\delta_{ecI} = 0$$

ist,

$$\left. \begin{aligned} X_{cdII} &= \frac{\delta_{cdI}}{\delta_{ccI}} \\ X_{ceII} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (99)$$

Aus den Gl. (80) und (81) wird

$$\left. \begin{aligned} X_{aII} &= X_{aI} - X_{acI} X_{cII} \\ X_{bII} &= X_{bI} \end{aligned} \right\} \dots \dots (100)$$

$$\left. \begin{aligned} X_{adII} &= X_{adI} - X_{acI} X_{cdII} \\ X_{aeII} &= 0 \\ X_{bdII} &= 0 \\ X_{beII} &= X_{beI} \end{aligned} \right\} \dots \dots (101)$$

Die Verschiebungen δ^I, \dots infolge $X_d = -1$ und $X_e = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem I lauten:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{dd}^I &= \delta_{dd} - X_{ad}^I \delta_{ad} \\ \delta_{ee}^I &= \delta_{ee} - X_{be}^I \delta_{be} \\ \delta_{ed}^I &= 0 \\ \delta_{md}^I &= \delta_{md} - X_{ad}^I \delta_{ma} \\ \delta_{me}^I &= \delta_{me} - X_{be}^I \delta_{mb} \end{aligned} \right\} \dots \dots (102)$$

Am statisch unbestimmten Hauptsystem II werden die Verschiebungen

$$\left. \begin{aligned} \delta_{dd}^{II} &= \delta_{dd}^I - X_{cd}^{II} \delta_{cd}^I \\ \delta_{ee}^{II} &= \delta_{ee}^I - X_{be}^I \delta_{be} \\ \delta_{ed}^{II} &= 0 \\ \delta_{md}^{II} &= \delta_{md}^I - X_{cd}^{II} \delta_{cd}^I \\ \delta_{me}^{II} &= \delta_{me}^I \end{aligned} \right\} \dots \dots (103)$$

Die endgültigen statisch unbestimmten Größen werden

$$\left. \begin{aligned} X_d &= \frac{\delta_{md}^{II}}{\delta_{dd}^{II}} \\ X_e &= \frac{\delta_{me}^{II}}{\delta_{ee}^{II}} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (104)$$

ferner:

$$\left. \begin{aligned} X_a &= X_a^{II} - X_{ad}^{II} X_d \\ X_b &= X_b^{II} - X_{be}^{II} X_e \\ X_c &= X_c^{II} - X_{cd}^{II} X_d \end{aligned} \right\} \dots \dots (105)$$

3.

Zahlenbeispiel.

Mit den Abmessungen des Tragwerks nach Fig. 35 erhält man folgende Werte:

$$l_1' = 10 \frac{J_c}{J_1} = 10 \text{ m};$$

$$h' = 6 \frac{J}{J_h} = 6 \cdot 8 = 48 \text{ m.}$$

$$\delta_{aa} = \frac{17}{3};$$

$$\delta_{ab} = 0, \quad \delta_{bb} = 3;$$

$$\delta_{ac} = -48, \quad \delta_{bc} = 0, \quad \delta_{cc} = 1728;$$

$$\delta_{ad} = -4, \quad \delta_{bd} = 0, \quad \delta_{cd} = 192, \quad \delta_{dd} = 28;$$

$$\delta_{ae} = 0, \quad \delta_{be} = -\frac{4}{3}, \quad \delta_{ce} = 0, \quad \delta_{de} = 0,$$

$$\delta_{ee} = \frac{76}{3}.$$

Hiermit werden dann:

$$X_a^I = \frac{3}{17} \delta_{ma};$$

$$X_b^I = \frac{1}{3} \delta_{mb}.$$

$$X_{ac}^I = -\frac{3 \cdot 48}{17};$$

$$X_{bc}^I = 0.$$

$$\delta_{mc}^I = \delta_{mc} + \frac{3 \cdot 48}{17} \delta_{ma};$$

$$\delta_{cc}^I = 1728 - \frac{3 \cdot 48}{17} \cdot 48 = \frac{13 \cdot 12^3}{17}.$$

$$X_c^{II} = \frac{\delta_{mc}^I}{\delta_{cc}^I} = \frac{17 \delta_{mc} + 3 \cdot 48 \delta_{ma}}{13 \cdot 12^3};$$

$$X_a^{II} = \frac{36 \delta_{ma} + \delta_{mc}}{12 \cdot 13};$$

$$X_b^{II} = \frac{1}{3} \delta_{mb}.$$

$$X_{ad}^I = -\frac{12}{17};$$

$$X_{be}^I = -\frac{4}{9}.$$

$$\delta_{dc}^I = \frac{56 \cdot 48}{17}, \quad \delta_{ce}^I = 0.$$

$$X_{cd}^{II} = \frac{14}{13 \cdot 9}, \quad X_{ce}^{II} = 0,$$

$$X_{bd}^{II} = 0, \quad X_{be}^{II} = -\frac{4}{9}.$$

$$\delta_{dd}^I = \frac{4 \cdot 107}{17}, \quad \delta_{ee}^I = \frac{76}{3}, \quad \delta_{ed}^I = 0.$$

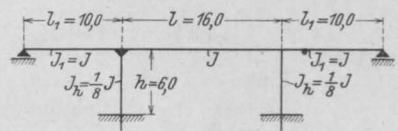


Fig. 35.

$$\delta_{md}^I = \delta_{md} + \frac{12}{17} \delta_{ma};$$

$$\delta_{me}^I = \delta_{me} + \frac{4}{9} \delta_{mb}.$$

$$\delta_{dd}^{II} = \frac{4 \cdot 17 \cdot 61}{39 \cdot 17};$$

$$\delta_{ee}^{II} = \frac{668}{27}.$$

$$\delta_{md}^{II} = -\frac{4}{13} \delta_{ma} - \frac{14}{9 \cdot 13} \delta_{mc} + \delta_{md};$$

$$\delta_{me}^I = \delta_{me} + \frac{4}{9} \delta_{mb}.$$

$$X_d = -\frac{3}{61} \delta_{ma} - \frac{7}{6 \cdot 61} \delta_{mc} + 9 \cdot 13 \delta_{md};$$

$$X_e = \frac{3}{167} (\delta_{mb} + \frac{9}{4} \delta_{me});$$

$$X_a = \frac{3}{4 \cdot 61} (20 \delta_{ma} + \delta_{mc} - 4 \delta_{md});$$

$$X_b = \frac{3}{167} (19 \delta_{mb} + \delta_{me});$$

$$X_c = \frac{1}{4 \cdot 61} (3 \delta_{ma} + \frac{107}{4 \cdot 36} \delta_{mc} - \frac{14}{3} \delta_{md}).$$

Setzt man nun für die $\delta_{m..}$ die unter 2) gefundenen, die Zahlenwerte ω enthaltenden Ausdrücke ein, so erhält man die folgende Zahlen-tafel I.

Zahlentafel I.

	Linke Seiten- öffnung	Mittelöffnung	Rechte Seiten- öffnung
	η_l	η	η_r
δ_{ma}	$-\frac{25}{3} \omega_D$	$-64 \omega_R$	$-\frac{25}{3} \omega_D$
δ_{mb}	$-\frac{25}{3} \omega_D$	$\frac{64}{3} (2 \omega_D - 3 \omega_R)$	$-\frac{25}{3} \omega_D$
δ_{mc}	0	$3 \cdot 16^2 \cdot \omega_R$	0
δ_{md}	0	$+64 \omega_R$	0
δ_{ms}	0	$\frac{64}{3} (3 \omega_R - 2 \omega_D)$	0

Werden nun diese Werte in die Formeln für die statisch unbestimmten Größen eingesetzt, dann erhält man in der Zahlentafel II die unmittelbar zum Auftragen der Einflußlinien dienenden Ausdrücke.

Zahlentafel II.

	Linke Seiten- öffnung	Mittelöffnung	Rechte Seiten- öffnung	
	η_e	η	η_r	
I	X_a^I	$-\frac{25}{17} \omega_D$	$-\frac{3 \cdot 64}{17} \omega_R$	$-\frac{25}{17} \omega_D$
	X_b^I	$-\frac{25}{9} \omega_D$	$\frac{64}{9} (2 \omega_D - 3 \omega_R)$	$+\frac{25}{9} \omega_D$
II	X_c^{II}	$-\frac{25}{36 \cdot 13} \omega_D$	$\frac{20}{9 \cdot 13} \omega_R$	$-\frac{25}{36 \cdot 13} \omega_D$
	X_a^{II}	$-\frac{25}{13} \omega_D$	$-\frac{4 \cdot 32}{13} \omega_R$	$-\frac{25}{13} \omega_D$
	X_b^{II}	$-\frac{25}{9} \omega_D$	$\frac{64}{9} (2 \omega_D - 3 \omega_R)$	$+\frac{25}{9} \omega_D$
	$(=X_b^I)$			
III	X_d	$+\frac{25}{61} \omega_D$	$-\frac{5 \cdot 16}{61} \omega_R$	$+\frac{25}{61} \omega_D$
	X_e	$-\frac{25}{167} \omega_D$	$+\frac{80}{167} (3 \omega_R - 2 \omega_D)$	$+\frac{25}{167} \omega_D$
	X_a	$-\frac{75}{61} \omega_D$	$-\frac{36 \cdot 16}{61} \omega_R$	$-\frac{75}{61} \omega_D$
	X_b	$-\frac{19 \cdot 25}{167} \omega_D$	$\frac{18 \cdot 64}{167} (2 \omega_D - 3 \omega_R)$	$+\frac{19 \cdot 25}{167} \omega_D$
	X_c	$-\frac{25}{4 \cdot 61} \omega_D$	$\frac{20}{61} \omega_R$	$-\frac{25}{4 \cdot 61} \omega_D$

4.

Einflußlinien für die Momente.

Die Einflußlinien für die Stützenmomente \mathfrak{M}_1 und \mathfrak{M}_2 des Balkens erhält man mit Rücksicht auf die Formeln (89) wie folgt.

Für das zweifach statisch unbestimmte Hauptsystem I wird

$$\mathfrak{M}_1^I = \frac{1}{2} (X_a^I + X_b^I);$$

$$\mathfrak{M}_2^I = \frac{1}{2} (X_a^I - X_b^I).$$

Wegen der Symmetrie wird die \mathfrak{M}_2^I -Linie das Spiegelbild der \mathfrak{M}_1^I -Linie. In Zahlentafel III sind die zum Auftragen der \mathfrak{M}_1^I -Linie notwendigen Formeln zusammengestellt.

Bei den Momenten \mathfrak{M}_1^{II} und \mathfrak{M}_2^{II} für das dreifach statisch unbestimmte Hauptsystem II ist zu berücksichtigen, daß die Balkenmomente unmittelbar links neben den Stützen verschieden sind von den Momenten unmittelbar rechts neben den Stützen, und zwar unterscheiden sie sich um den Wert $X_c^{II} \cdot h$ (vgl. Fig. 36).

Beachtet man, daß nach Fig. 25 das Grundsystem durch Einschalten der Gelenke unmittelbar neben den Stützen, aber in den Außenfeldern liegend, gewonnen wurde, so ersieht man, daß

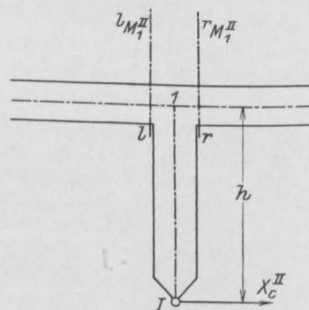


Fig. 36.

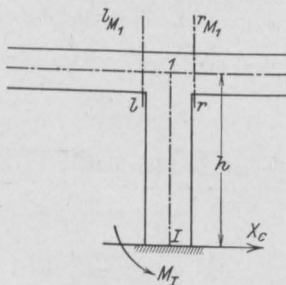


Fig. 37.

die aus den statisch unbestimmten Größen X_a^{II} und X_b^{II} zu bestimmenden Momente \mathfrak{M}_1^{II} für die Querschnitte links von der Stütze 1—II und rechts von der Stütze 2—II gelten. Diese Momente wollen wir mit \mathfrak{M}_1^{II} und \mathfrak{M}_2^{II} bezeichnen. Ent-

sprechend gelten die Bezeichnungen $\mathfrak{M}_1^{\text{II}}$ und $\mathfrak{M}_2^{\text{II}}$. Man erhält dann

$$\mathfrak{M}_1^{\text{II}} = \frac{1}{2} (X_a^{\text{II}} + X_b^{\text{II}}); \dots\dots\dots (106)$$

$$\mathfrak{M}_1^{\text{II}} = \frac{1}{2} (X_a^{\text{II}} + X_b^{\text{II}}) - X_c^{\text{II}} \cdot h \dots (107)$$

Die $\mathfrak{M}_2^{\text{II}}$ -Linie ist wieder das Spiegelbild der $\mathfrak{M}_1^{\text{II}}$ -Linie. Ebenso ist bei dem fünffach unbestimmten System III zwischen dem Moment \mathfrak{M}_1 und \mathfrak{M}_1 zu unterscheiden. Es ist

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{1}{2} (X_a + X_b) \dots\dots\dots (108)$$

Bei der \mathfrak{M}_1 -Linie kommt außer dem Einfluß des Schubes X_c noch der des Einspannungsmomentes \mathfrak{M}_1 in Betracht. Nach Fig. 37 wird

$$\mathfrak{M}_1 = \mathfrak{M}_1 - X_c h - \mathfrak{M}_1 \dots\dots\dots (109)$$

Die Ausdrücke zum Auftragen der Einflußlinien für die Momente $\mathfrak{M}_1^{\text{II}}$, $\mathfrak{M}_1^{\text{II}}$ und \mathfrak{M}_1 , \mathfrak{M}_1 sind ebenfalls in der folgenden Zusammenstellung III enthalten.

Die Fig. 38 u. 39 geben nun eine Gegenüberstellung der \mathfrak{M}_1 - und \mathfrak{M}_1 -Linien für die verschiedenen Hauptsysteme und das wirkliche fünffach unbestimmte System. In den Endfeldern ist $n = 5$, im Mittelfelde $n = 8$ gewählt.

Der Einfluß der biegungsfesten Verspannung der Stützen mit dem Balken nach System II sowie auch der Einfluß der unteren Einspannung ist danach für lotrechte Belastung nicht beträchtlich. Es muß allerdings betont werden, daß diese ganze vergleichende Untersuchung unter der Voraussetzung durchgeführt ist, daß bei allen drei Systemen dieselben Querschnittsabmessungen vorhanden sind.

Zahlentafel III.

	Linke Seiten- öffnung	Mittelfeldöffnung	Rechte Seiten- öffnung
	η_l	η	η_r
$\mathfrak{M}_1^{\text{I}}$	$-\frac{25 \cdot 13}{9 \cdot 17} \omega_D$	$\frac{64}{3} \left(\frac{\omega_D}{3} - \frac{13}{17} \omega_R \right)$	$\frac{100}{9 \cdot 17} \omega_D$
$\mathfrak{M}_1^{\text{II}}$	$-\frac{25 \cdot 11}{9 \cdot 13} \omega_D$	$\frac{32}{3} \left(\frac{2}{3} \omega_D - \frac{19}{13} \omega_R \right)$	$\frac{2 \cdot 25}{9 \cdot 13} \omega_D$
$\mathfrak{M}_1^{\text{II}}$	$-\frac{25 \cdot 19}{9 \cdot 26} \omega_D$	$\frac{64}{9} \omega_D - \frac{8 \cdot 27}{13} \omega_R$	$\frac{25 \cdot 7}{9 \cdot 26} \omega_D$
\mathfrak{M}_1	$-\frac{25 \cdot 53}{61 \cdot 167} \omega_D$	$\frac{80}{167} \left(\frac{8}{61} \omega_R - \omega_D \right)$	$\frac{25 \cdot 164}{61 \cdot 167} \omega_D$
\mathfrak{M}_1	$-\frac{25 \cdot 830}{61 \cdot 167} \omega_D$	$\frac{16 \cdot 18}{167} \left(-\frac{533}{61} \omega_R + 4 \omega_D \right)$	$\frac{25 \cdot 329}{61 \cdot 167} \omega_D$
\mathfrak{M}_1	$-\frac{25 \cdot 1265}{2 \cdot 167 \cdot 61} \omega_D$	$\frac{8}{167} \left(154 \omega_D - \frac{21 \cdot 773}{61} \omega_R \right)$	$\frac{25 \cdot 831}{61 \cdot 167 \cdot 2} \omega_D$

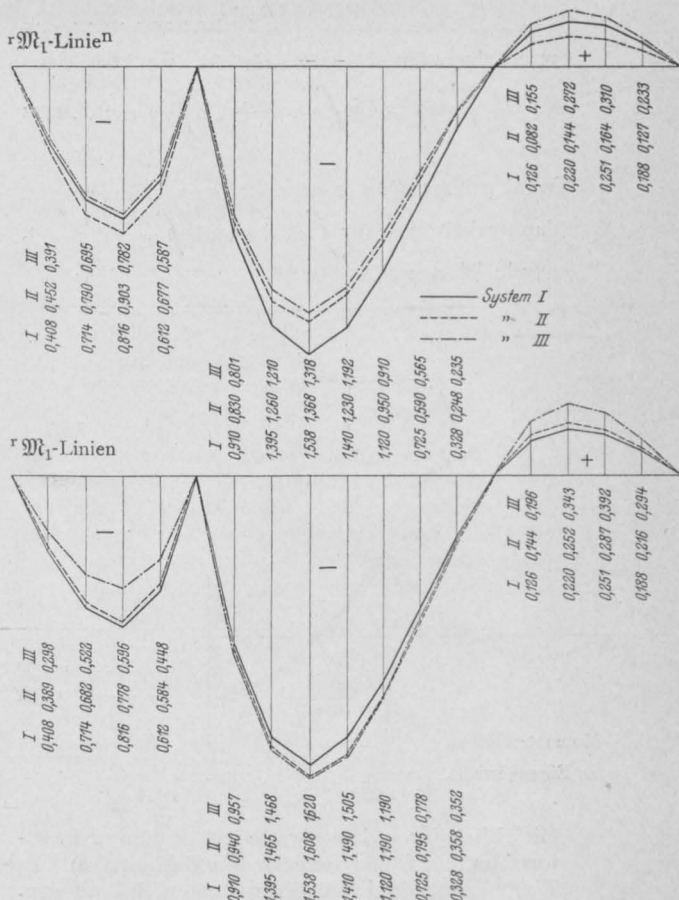


Fig. 38 u. 39

5.

Einfluß einer gleichmäßig verteilten Feldbelastung p.

Die Berechnung des Einflusses einer wandernden Einzelast P auf die statisch unbestimmten Größen sowie auf die von diesen abhängigen Momente . . erfolgte allgemein aus der Gleichung

$$Z = \sum P \cdot \eta, \dots (110)$$

worin die Ordinaten η sich in der Form ausdrücken ließen

$$\eta = C_R \omega_R + C_D \omega_D \dots (111)$$

Der Einfluß einer gleichmäßig verteilten Belastung p auf eine Unbekannte Z wird

aus einer Gleichung mit nur einer Unbekannten zu berechnen. Daher wurde mit Rücksicht auf die Durchsichtigkeit der Entwicklungen darauf verzichtet, bei der Berechnung der statisch unbestimmten Hauptsysteme von bereits anderweitig aufgestellten bequemen Schlußformeln Gebrauch zu machen. Das wird man natürlich zweckmäßig tun, und die im Teil III u. V entwickelten allgemeinen Formeln gestatten auch ohne weiteres andere Wege zu gehen; einige von diesen sollen zum Schluß noch kurz angedeutet werden.

a) Die Berechnung des Hauptsystems I, also des Balkens auf vier Stützen, läßt sich mit Hilfe des Balkens auf drei Stützen in der in der Einleitung skizzierten Weise sehr schnell untersuchen. Für diesen durchlaufenden Balken auf vier Stützen lassen sich auch die Verschiebungen δ^I direkt aus den Momenten \mathcal{M}^I bequem bestimmen, auch für die weiterhin gebrauchten Verschiebungen am Hauptsystem I infolge der Unbekannten der Gruppen II und III. Die Fig. 41 zeigt z. B. die \mathcal{M}_{1c}^I -Fläche für den Zustand $X_c = -1$ am Hauptsystem I; diese ist bestimmt durch das Moment am Grundsystem $\mathcal{M}_{1c} = h = 6,0$ und den Wert \mathcal{M}_{1c}^I des Hauptsystems I, der aus der Clapeyron'schen Gleichung erhalten wird

$$\mathcal{M}_{1c}^I [2 l_1 + 3 l] = -3 l h,$$

also

$$\mathcal{M}_{1c}^I = \frac{72}{17}^{19)}$$

b) Ein anderer Weg wäre dann der, daß man nach Berechnung der Systeme I und II für die Zustände $X_d = -1$ und $X_e = -1$ gleich am System II die zugehörigen Verschiebungen δ^{II} aus der Momentenfläche \mathcal{M}^{II} des Systems II ermittelt und dann die Formeln

$$X_d = \frac{\delta_{0d}^{II}}{\delta_{dd}^{II}} \quad \text{und} \quad X_e = \frac{\delta_{0e}^{II}}{\delta_{ee}^{II}}$$

benutzt.

c) Falls kein Wert darauf gelegt wird zu untersuchen, wie sich die Systeme I, II, III zu-

einander verhalten, sondern wenn es sich nur um möglichst rasche Berechnung des Systems III handelt, dann können folgende Lösungen zweckmäßig sein:

α) Man wählt den zweifach statisch unbestimmten kontinuierlichen Balken als Hauptsystem I wie im Beispiel II; als System II wird aber gleich das endgültige Tragwerk gewählt, also dem System I werden gleichzeitig die drei Unbekannten X_c , X_d , X_e zugefügt. Dabei kann dann die Wahl dieser neu hinzutretenden Größen z. B. in der Weise, wie beim eingespannten Rahmen nach Beispiel I erfolgen. Denkt man sich zwischen den Einspannstellen I und II (vgl. Fig. 23) einen

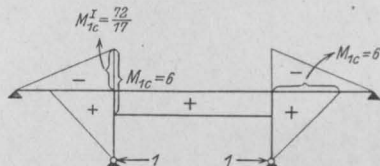


Fig. 41.

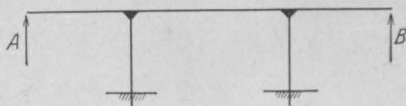


Fig. 42

starken Stab eingeschaltet, dessen Trägheitsmoment also $J = \infty$ ist, dann erhält man einen geschlossenen Rahmen und kann die zum System I hinzutretenden statisch unbestimmten Größen in der bekannten Weise im Schwerpunkt des Stabzuges angreifen lassen.

β) Oder schließlich: man geht nicht vom kontinuierlichen Träger als Hauptsystem I aus, sondern wählt den eingespannten Rahmen mit Kragarmen zum Hauptsystem I, an dem dann die weiteren Unbekannten X_d und X_e etwa in der Form angreifen können:

$$X_d = \frac{A+B}{2} \quad \text{und} \quad X_e = \frac{A-B}{2},$$

wobei A und B nach Fig. 42 die Stützendrücke an den Endauflagern bedeuten.

Die Untersuchung des eingespannten Rahmens mit Kragarmen ist besonders einfach; vgl. Müller-Breslau, Neuere Meth. der Festigkeitslehre, III. Aufl. Die dort entwickelten Formeln (vgl. z. B. Fig. 124 auf S. 129) würden eine unmittelbare Anwendung auf das vorliegende Beispiel gestatten.

¹⁹⁾ Mit Benutzung dieser \mathcal{M}_{1c}^I -Fläche erhält man z. B.

$$\begin{aligned} \delta_{cc}^I &= \int \mathcal{M}_{1c} \mathcal{M}_{1c}^I ds' = 16 \left[6 \cdot \frac{72}{17} \right] 6 + \frac{2}{3} \cdot 6^2 \cdot 8 \\ &= \frac{13 \cdot 12^3}{17} \end{aligned}$$

in Übereinstimmung mit der früher unter 3 gefundenen Gleichung

WIEDERHERSTELLUNGSARBEITEN IM EISENBETONBAU.

Von Prof. Siegmund Müller (Berlin).

(Vortrag in der Jahresversammlung 1914 des Deutschen Beton-Vereins.)

(Fortsetzung von S. 144.)

Teil II.

Unmittelbare Wiederherstellungsarbeiten in Eisenbeton.**A. Allgemeine Gesichtspunkte; Verstärkungen von Platten; Balkenzugarmierungen.**

Die Aufgabe, einen entstandenen Schaden im Eisenbetonkörper unmittelbar aus der Welt zu

Betonmassen eines Tragwerkes möglichst schnell und einheitlich eingebracht werden. Als Hauptgrundsatz gilt, daß die Ansatzfugen nicht zu lange stehen bleiben, d. h. also, daß die Härteunterschiede zwischen den beiden Betonstampfschichten möglichst gering sind. Nun scheint im ersten Augenblicke die Frage nicht unberechtigt, ob es überhaupt gut möglich sei, einen seit Monaten und Jahren vollständig erhärteten Beton mit neuen Betonmassen zu einem einheitlichen Körper zu verbinden. Lassen sich besonders unter den Schwierigkeiten einer nachträglichen Ausführung im Betriebe die bekannten und gefürchteten Trennfugen in den Ansätzen vermeiden? Noch wichtiger ist vielleicht ein anderer Einwand! Bei jeder Betonoperation kann das eigentliche Bindemittel für die Rißstelle nur durch das zugfeste Eisen geschaffen werden; die neu eingebrachten Betonmassen sind lediglich ein Zwischenglied. Ist es möglich, die Eisenbänder über die Rißstelle weg so einzufügen, daß sie die zum Binden des Risses erforderlichen Zugkräfte von einem Teil zum anderen übertragen? Ist es vor allem möglich, diese Naht- und Bügeleisen so einzulegen, daß sie von vornherein zugfest in Spannung

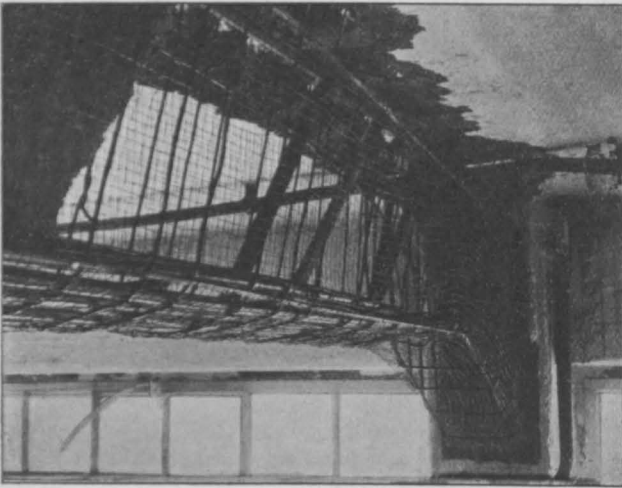


Fig. 12.

schaffen, scheint von vornherein schwierig und mutet sicherlich fremdartig an. Ist doch der Eisenbeton ein einheitlicher, monolithischer, homogener Körper; seine Einzelmassen wachsen durch das erhärtende Bindeglied des Zementes derart zusammen, daß man ohne Zerstörung des Ganzen nicht gut einen Teil entfernen zu können glaubt und dementsprechend nicht gut für möglich hält, einen neuen Teil nachträglich einzufügen. Es sind immer wieder dieselben Bedenken, welche nicht nur von Laien, sondern gerade von Betonfachleuten zunächst entgegeng gehalten werden.

Bei der Ausführung jedes Eisenbetonbaues wird der größte Wert darauf gelegt, daß die

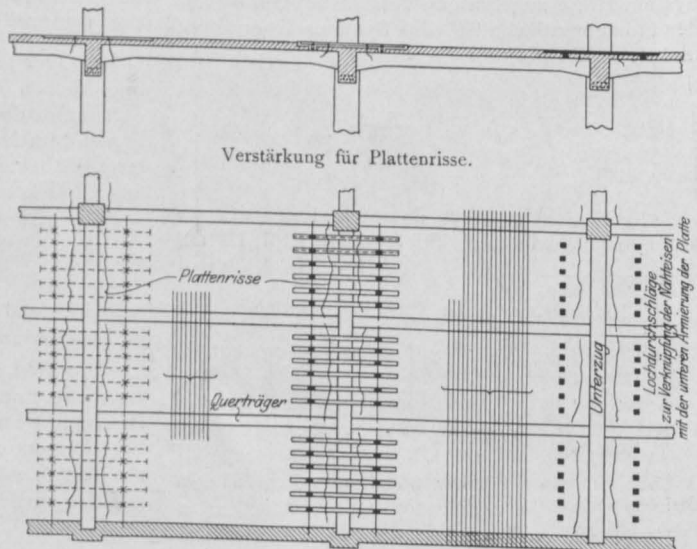


Fig. 13.

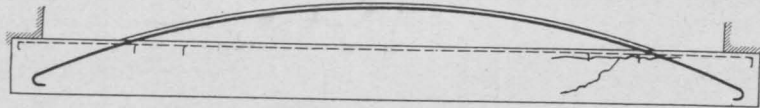


Fig. 14.

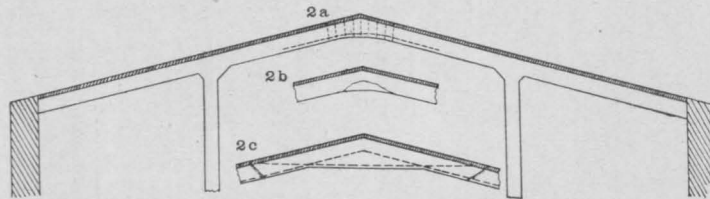


Fig. 15.

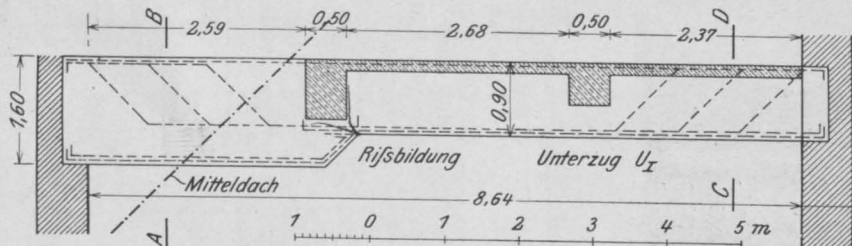


Fig. 16.

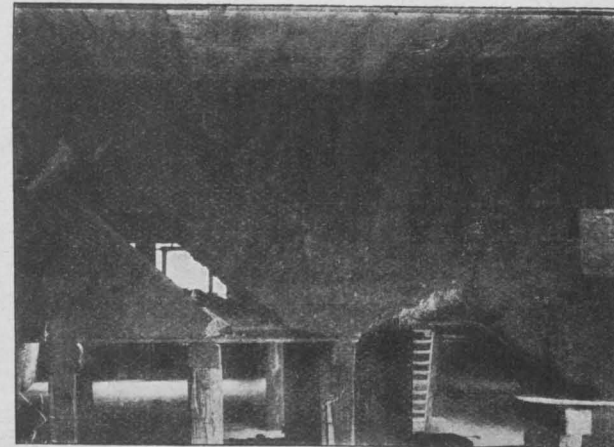


Fig. 17.



Fig. 18.

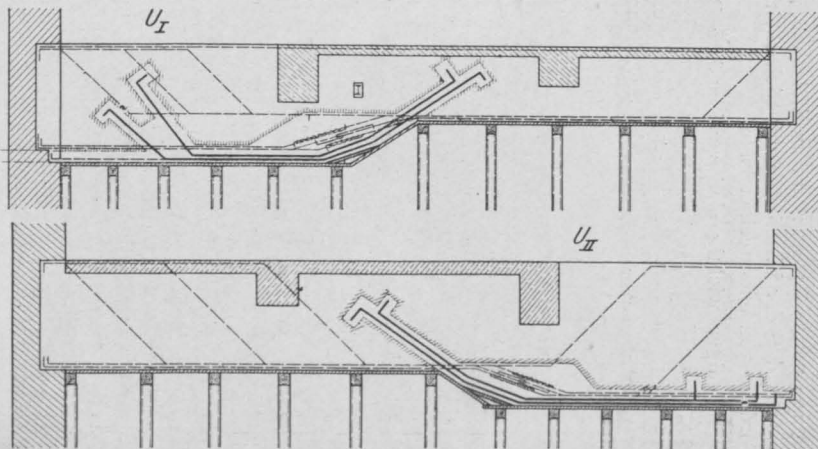




Fig. 19.

kommen, ohne daß in den einbetonierten Füllmassen ein Riß entsteht? Gewiß sind bei den ersten Versuchen von Rekonstruktionen in Eisenbeton zunächst manche Schwierigkeiten zu überwinden gewesen. Jedoch haben die zahlreichen, über längere Zeit ausgedehnten Beobachtungen und Erfahrungen an verschiedenartigen Rekonstruktionen, von denen nachfolgend nur die wichtigeren vorgeführt werden, zweifelsohne nachgewiesen, daß der Eisenbeton mit Sicherheit beiden Forderungen entsprechen kann.

Weniger wichtig sind zwei andere Befürchtungen bezüglich der Einrüstung und bezüglich der Stemmarbeiten. Besonders bei den wichtigsten Rekonstruktionen, den Wiederherstellungen im Steg, scheint es zunächst schwierig, für den Zwi-

schenzustand des Einbetonierens der Rißstelle die zum Abfangen der Lasten erforderlichen Einrüstungen und die zum Ausbetonieren notwendigen Schalungen praktisch gut einzubringen. Die folgenden Abbildungen zeigen, daß sich diese Fragen bei einiger Sorgfalt gut lösen lassen. Schließlich wird oft befürchtet, daß die notwendigen Stemmarbeiten für die nicht beschädigten Teile gefährlich werden können und daß durch die Erschütterungen wieder neue Risse entstehen. Auch dieses Bedenken ist bei sachgemäßer Ausführung unbegründet, freilich nur, wenn der auszustemmende Beton vollständig erhärtet ist. Je härter der Beton ist, um so leichter läßt er sich übrigens auch mit den frischen Betonmassen einheitlich verbinden. Daß die fortschreitende Erfahrung die Bedenken in dieser Hinsicht aufgehoben hat, möge ein Beispiel kräftiger Aus-

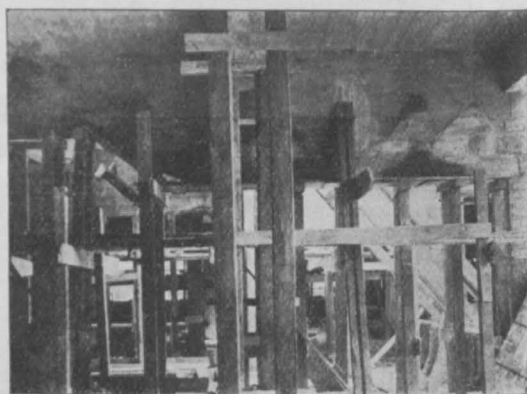


Fig. 21.



Fig. 20.

stimmungen zeigen, wie sie bei Rekonstruktionen in letzter Zeit vorgekommen sind (Fig. 12).

Von den direkten Wiederherstellungen in Eisenbeton sollen die einfacheren und selteneren Fälle vorweggenommen werden: die Verstärkungen der Platte und die Arbeiten an den Zugarmierungen der Balken.

Plattenrekonstruktionen bilden ein fragliches Anwendungsgebiet für Wiederherstellungsarbeiten.

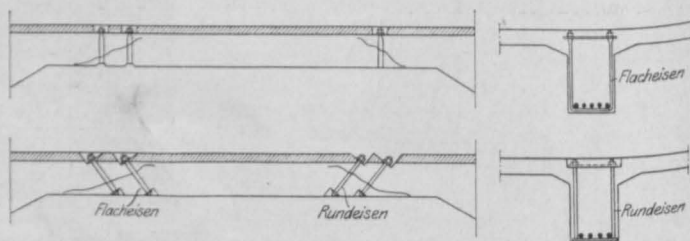


Fig. 22.

Rißverankerung mit Schrägbügel.

Nicht aus konstruktiven Gründen sondern aus wirtschaftlichen Ursachen. Nach vergleichenden Beobachtungen ist bei Platten in vielen Fällen Abbruch und Neuaufbau billiger als eine Verstärkung. Die dünnen Platten lassen sich leicht heraushauen; ihre Eiseneinlage kann in den meisten Fällen verbleiben.

Verstärkungen von Deckenplatten kommen im wesentlichen auf eine Verstärkung der oberen Druckzonen um einige Zentimeter hinaus. Bei dieser Arbeit liegt der Hauptteil der Aufgabe darin, die obere Schicht bestens zu reinigen, aufzurauben und nach vollständiger Durchfeuchtung des alten Be-

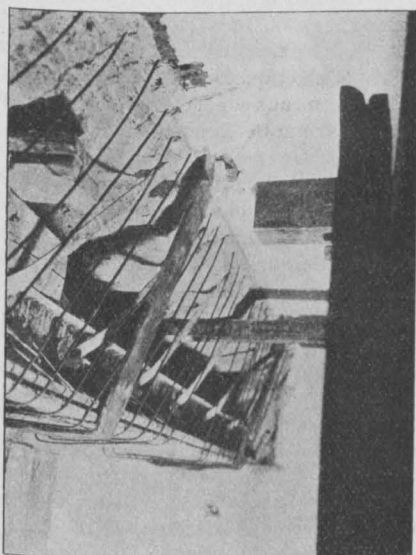


Fig. 23.

tons eine neue Stampfschicht aufzubringen.

Bei sorgfältiger Herstellung wird diese einfache Arbeitsweise in vielen Fällen ausreichen. Ein Erfolg läßt sich jedoch mit Sicherheit gewährleisten, wenn man in die neue Stampfschicht Verteilungsroste aus dünnen Eiseneinlagen einbringt und diese mit der unteren Armierung fortlaufend verknüpft. Bei meinen letzten Ausführungen auf diesem Gebiete sind in wichtigen Fällen folgende Gesichtspunkte beachtet worden:

1. Die Mindeststärke der aufzubringenden Betonschicht soll nicht weniger als 4 cm betragen; über den Unterzügen und Deckenplatten ist sie auf 7 cm zu erhöhen.

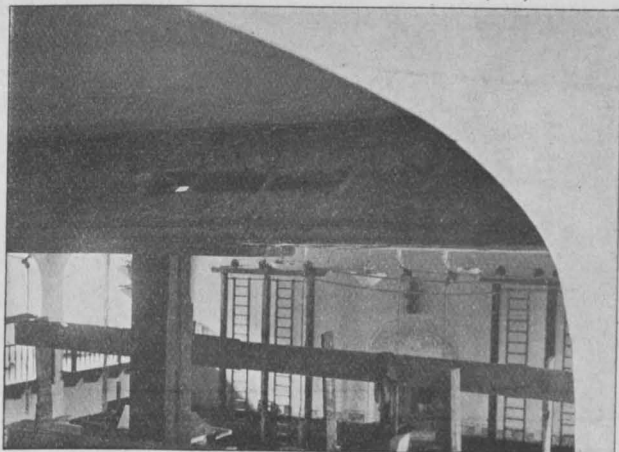


Fig. 24.

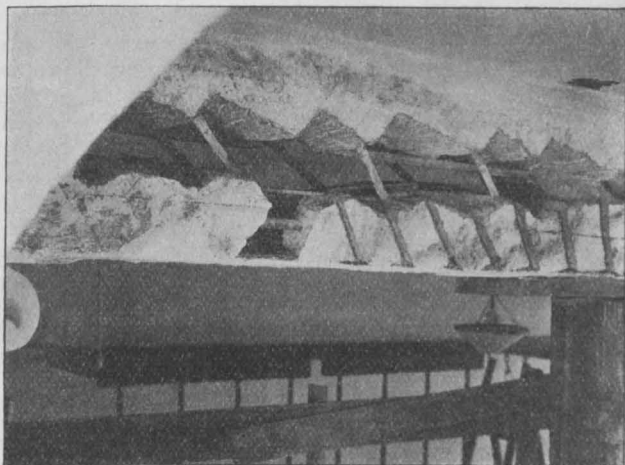


Fig. 25.

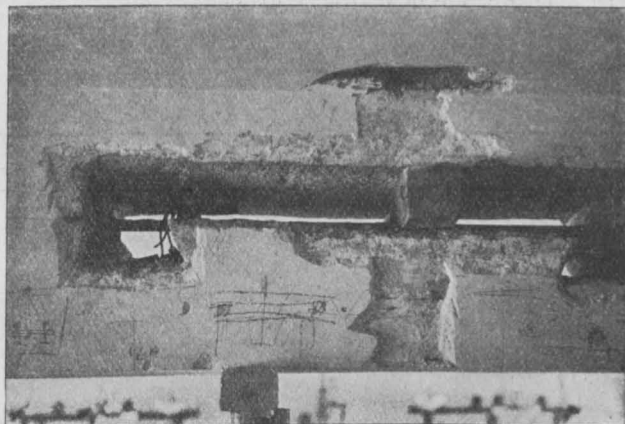


Fig. 26



Fig. 27.

2. Die Deckenplatte muß mindestens 24 Stunden dauernd vorgenäßt werden; die Oberfläche ist durch nebeneinanderliegende Rillen aufzurauben und mit Stahlbürsten auf das sorgfältigste zu reinigen.
3. In die obere Auftragschicht wird ein Netz dünner Eisen von etwa 4–5 mm Durchmesser in Abständen von 20 bis 30 cm verlegt. Diese Einlagen sollen ein ungleichmäßiges Schwinden und Abplatzen in ganzen Stücken verhindern.
4. Das Eisennetz ist durch Bügel mit der Zugarmierung der Deckenplatte zu verbinden. In Abständen von 80 bis 90 cm werden durch die vorhandene Deckenplatte etwa 6–8 cm starke Löcher gestemmt, so daß ein oder zwei Eisen der unteren Armierung mit dem oberen Netz verknüpft werden können.

Ein wichtiger Fall der Plattenrekonstruktionen ist der Wiederanschluß einer abgetrennten Deckenplatte an den Druckgurt eines Plattenbalkens. Besteht eine Decke aus Haupt- und Nebenunterzügen, so wird in den letzten Jahren überwiegend eine negative Konsolarmierung vorgesehen. Wo derartige Armierungen fehlen, kann unter dem Einfluß starker Stoßwirkungen durch nicht vorhergesehene Kräfte oder übermäßige Erhitzung bei starken Bränden ein Riß in der Nähe des Balkensteges entstehen. Die von mir in solchen Fällen angewandte Rekonstruktion zeigt Fig. 13. Die ganze Deckenplatte wird zunächst auf zwei bis drei Zentimeter rauh abgestemmt. In Abständen von etwa 30 cm werden besondere Langrillen

über den Balken und die Rißstelle hinreichend weit fortgeführt. In die Langrillen kommen Konsolisen, die durch ein oder mehrere Quereisen verknüpft werden. An den Knüpfstellen erhält die Platte Lochdurchschläge nach unten, so daß die obere Knoten mit der unteren Armierung verbunden werden können. Der frische Beton in diesen Lochdurchschlägen greift zahnförmig in die neue obere Stampfschicht der Deckenplatte.

Das Zusammennähen der Plattenrisse nach dieser Methode hat sich durchgehends bewährt.

Ebenso kurz wie die Wiederherstellungen in den Platten lassen sich die Rekonstruktionen für die Zugzone von Balkenquerschnitten behandeln. Hauptsächlich schon aus dem Grunde, weil sie sehr selten und zwar nur bei konstruktiven Mängeln vorkommen.

Eine noch ziemlich rohe Verstärkungsart, deren Ausführung schon eine Reihe von Jahren zurückliegt, zeigt das erste Bild (Fig. 14). Man hatte mit dem mittleren Armierungseisen zu früh aufgehört; dadurch ergab sich an der Seite ein zu geringer Zugquerschnitt. Bei dieser Verstärkung wurde versucht, eine fischbauchförmige neue Armierung einzulegen und sie mit dem alten Balken zu verhaken; der Erfolg dieser Rekonstruktion war nicht besonders günstig.

Wesentlich interessanter sind einige Fälle von Verstärkungen in der Zugarmierung, die ich vor 7 Jahren ausgeführt habe. Einige Bilder mögen kurz auf diese Arbeiten hinweisen. Es handelt sich bei diesen Beispielen vornehmlich um die Führung der Eisen in einspringenden Biegungs- und Knickpunkten.

Das erste Bild zeigt die Wiederherstellung eines (Fig. 15) kontinuierlichen Dachträgers. Im Firstpunkt war die Zugarmierung ohne genügende

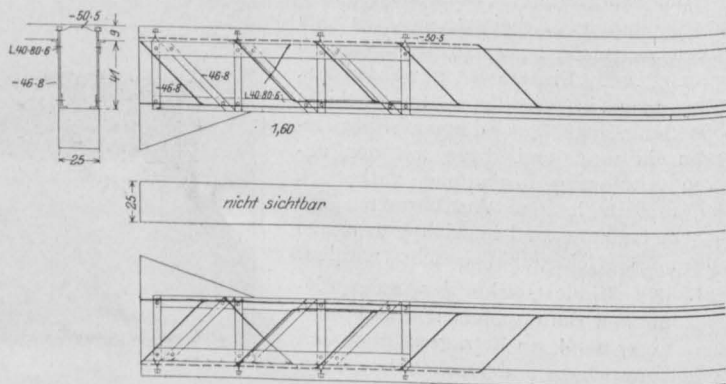


Fig. 28.

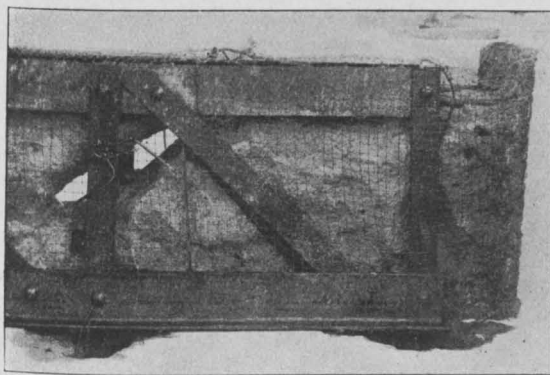


Fig. 29.

Querbügel zu scharf herumgeführt. Bei diesem Balken wurde als erster Versuch ein ganzes Stück aus der Mitte entfernt und, wie aus der dargestellten Armierung zu erkennen, soweit neu einbetoniert, als die Adhäsionslänge für den Firstübergang es erforderlich machte. Freilich war diese Arbeit, die einheitliche Verbindung zwischen altem und neuem Beton, nicht eine unumgänglich notwendige Vorbedingung für den Erfolg; das eingelegte Stück konnte auch für sich allein als ein Koppelträger zwischen überhängenden Gerberbalken zur Wirkung kommen.

Von größerer, grundlegender Bedeutung waren die Rekonstruktionen, welche an den schweren Eisenbetonbalken in Fig. 16 am Innenknick ausgeführt werden mußten. Hier erscheint zum ersten Male eine in der Folge mehrfach und immer mit gutem Erfolge angewandte Methode — nämlich die Rißbrücke mit Hakenverankerung. Meines Wissens ist hierbei das erste Mal der Versuch gemacht worden, den Schaden im Eisenbetonbalken nur an der Rißstelle selbst zu rekonstruieren. Über den Innenknick wurde eine reichlich weit nach beiden Seiten überreichende Hängerkette gelegt, so daß der Untergurt an jeder Stelle die erforderliche Zugarmierung erhielt.

In Fig. 17 sind der innere Knick und die hakenförmigen Ausstemmungen für die Brückeneisen zu erkennen. Die reichlichen Armierungen an der ausgestemmen Rißstelle, weiterhin die Einführung der Brückeneisen in die Verhakung zeigen die Fig. 18 u. 19. Hier wurden die ersten wichtigen Erfahrungen über die Stemmarbeit, vor allem aber über die erforderliche Durchnässung und das Einführen der Eisen gewonnen. Der Beton wurde hier noch von der Seite in erdfeuchter Mischung eingebracht und so dicht wie möglich gestampft. In den beiden folgenden Figuren ist die innere Verhakung nach Abnahme der Schalung] von der

fertigen Rißbrücke (Fig. 20) und die ganze fertige Rißbrücke (Fig. 21) abgebildet.

B. Verstärkungen im Betonsteg: Erste Entwicklungsstufe.

Das wichtigste Gebiet für Wiederherstellungsarbeiten im Eisenbetonbau betrifft die Eisenbetonsteg der Balken, und zwar sind es insbesondere zwei Schäden, die zu Verstärkungen führen können. Einmal die Rißschäden infolge Schubbeanspruchung — das sind die wichtigen Scherrisse —, andererseits die wagerechten Risse in den Arbeitsfugen, entweder mitten im Steg oder am Übergang zur Platte.

a) Mechanische Rißverankerung mit Schraubenbügeln.

Bei solchen Rißschäden liegt es zunächst nahe, den Spalt durch eine mechanische Schraubenverbolzung wieder zusammenzuziehen (Fig. 22). Diese Rekonstruktionsmethode haben wir mehrfach zur Anwendung gebracht, besonders in der ersten Entwicklung.

Der Grundgedanke ist einfach. Man legt ein, zwei oder mehrere Ankerbügel quer über den Riß weg, entweder — was für die Ausführung am einfachsten ist — lotrecht, oder — was für die Wirkungsweise zweckmäßiger ist — schräg. Der Bügel faßt um den Untergurt des Steges herum; oben laufen die beiden Arme in ein Schraubengewinde aus. Über die Deckenplatte oder einige Zentimeter in die Deckenplatte hinein wird ein Querträger aus einem Flacheisen oder besser aus einem kleinen Winkleisen eingelegt, so daß der Ankerbügel scharf angezogen werden kann. Fig. 23 zeigt eine photographische Aufnahme derartiger Schraubenbügel.

Durch eine Verbolzung kann man gewiß die vorhandenen Scherbügel von ihrer Überbelastung ganz oder teilweise befreien, und es ist wohl möglich, eine weitere Abtrennung dadurch aufzuhalten. Freilich erscheint diese Rekonstruk-

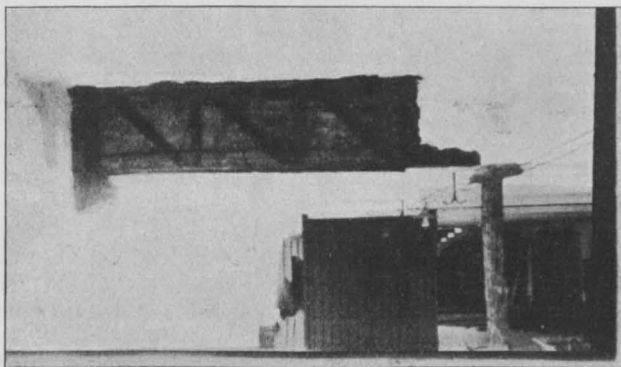


Fig. 30.

größerer Länge ist durch den Steg noch einmal ein Querschlag zu legen.

Diese Querverbindungen bilden nach ihrer Ausfüllung mit neuem Beton eine wertvolle innere Betonbrücke zwischen den Stegverbreiterungen. Sie verbindet einmal die beiden Stegwände zu gemeinsamer Wirkung, außerdem übernimmt sie direkt aus dem alten Steg die auf die neuen Betonwände zu übertragenden Kräfte. In ihrer Wirkung ist diese Querbrücke ähnlich den hochkantigen Eisenverbindungen bei den vorhin gezeigten Blechträgerverstärkungen. Wird bei der Ausführung mit den für jede Eisenbetonverstärkung notwendigen Vorsichtsmaßregeln vorgegangen, so ist die Rißüberbrückung mit steifem Fachwerk ein sicheres Rekonstruktionsmittel. Die von mir nach dieser Methode ausgeführten Verstärkungen (Fig. 30) haben sich bewährt; weder bei den mit höheren Nutzlasten ausgeführten Probebelastungen, noch im späteren Betriebe haben sich irgendwelche Rißbildungen wieder gezeigt.

Freilich muß auf zwei Punkte aufmerksam gemacht werden. Einmal auf die nicht unwesentlichen Breitenverluste durch die neuen Seitenwände, dann auf die Kosten. Infolge der nicht unerheblichen Stemmarbeiten, welche auf der ganzen Länge und Höhe des Steges für die Rißbrücke ausgeführt werden müssen und infolge des nicht geringen Eisenaufwandes für die Brücke ist dieses sonst gute Rekonstruktionsverfahren ziemlich kostspielig, jedenfalls kostspieliger als die folgenden Methoden.

c) Armierter Rißnaht mit Querbügeln.

Gerade die hohen Kosten haben zu einem weiteren Fortschritt geführt — nämlich zu einer Rißüberbrückung in gewöhnlicher Rundeisenarmierung (Fig. 31). Die armierte Rißnaht mit Querbügeln ist eine seit zwei bis drei Jahren angewendete Verstärkungsmethode, die sich konstruktiv und wirtschaftlich als recht wertvoll erwiesen hat.

Das neue Verfahren ist aus den vor sieben Jahren ausgeführten Verstärkungen der Zugzone an einspringenden Ecken im Zuggurt hervorgegangen. Der Grundgedanke besteht darin, daß der entstandene Scherriß durch eng aneinandergelegte Aufbiegungen sozusagen zusammengeknüpft wird.

An den alten Steg, der soweit wie möglich abzustemmen ist, werden neue Betonwände angestampft; mitten in diese Wände kommen die Rißnadeln zu liegen. Über die Rißstelle hinweg entsteht ein neues, gegen Schubkräfte reichlich

armiertes Balkenstück, welches allmählich in den unversehrten Balken ausläuft. Die ganze Rekonstruktion beschränkt sich auf die Seitenflächen des Steges; sie ist daher in erster Linie für reine Scherrisse im Stege geeignet.

Ein konstruktiv wichtiger Punkt liegt in der Einführung der Zugkräfte aus den Rißnadeln in den Eisenbetonträger. Die Quernadeln, welche über den Riß weg möglichst eng aneinandergelegt sind, werden zunächst wagrecht abgebogen, dann allmählich auseinandergezogen und schließlich durch einspringende Haken in eingestemten Schlitzten auch auf mechanischem Wege mit dem Stege verbunden. Die Anordnung der Hakendorne richtet sich nach der Anzahl der

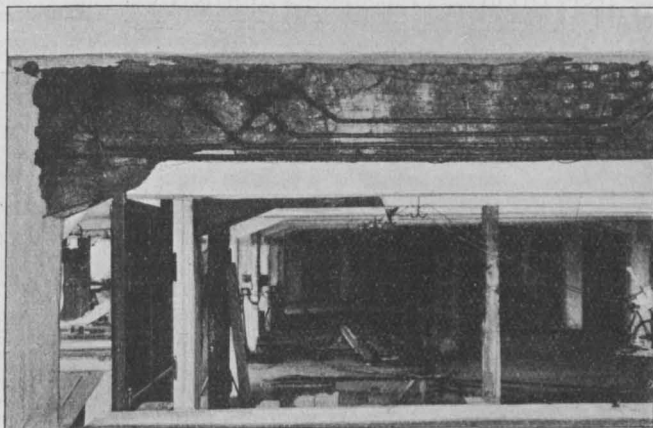


Fig. 33.

Nadeln, nach der Stegoberfläche, nach der inneren Balkenarmierung und vornehmlich nach dem Verlauf des Risses; sie sollen möglichst gleichmäßig über die Stegoberfläche verteilt werden. Von den Ausführungen nach dieser Methode mögen zwei typische Beispiele vorgeführt werden (Fig. 32 und 33).

Im ersten Bild ist eine leichtere Ausführung dargestellt. Das Armierungswerk ist in sich durch leichte Bügel und vor allem durch ein die ganze Rißbrücke umfassendes Bindegewebe zusammengehalten. Mindestens einmal ist es nach oben mittels eines Durchschlages angehängt.

Das zweite Bild zeigt eine kräftigere Rißnaht mit weit eingeführten Rißnadeln. Wenn irgend möglich, empfiehlt es sich, an der Rißstelle selbst durch den ganzen Steg einen Querschlag zu führen und dort die beiden seitlichen Rißarmierungen kräftig miteinander zu verbinden; man erkennt in dem Durchschlag (Fig. 33) die Querverknüpfung zwischen den beiden Seiten. Die Durchschläge sollen in ihren Abmessungen nicht zu gering gehalten werden; um so besser lassen sie sich dann wieder frisch ausbetonieren.

Die bügelarmierte Rißnaht ist konstruktiv einfacher und wirtschaftlich erheblich günstiger als eine steife Rißbrücke. In statischer Hinsicht hat sie überdies den Vorzug der weichen, kontinuierlichen Einführung der Nahtkräfte aus dem Riß in den tragfähigen Eisenbetonkörper. Wo eine fort-

laufende Verbindung mit der Deckenplatte nicht erforderlich oder nicht möglich ist, dürfte die bügelarmierte Rißnaht die am meisten geeignete Rekonstruktionsmethode für Scherrisse sein, freilich auch nur dort.

(Schluß folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Regierungsbauführer Dipl.-Ing. M. Busch (Dresden).

L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Der Drehrohfen und sein Betrieb. Von J. H. Schütt. Ein weiterer Beitrag zu dieser Streitfrage. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 21.

Preßluftwerkzeuge in Kunststeinbetrieben. Die technische und wirtschaftliche Berechnung einer solchen Anlage wird mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 28.

2. Prüfung und Untersuchung.

Die Verbindung $8\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$ und der Alit des Portlandzementklinkers. Von Dr. Hans Kühl. Ausführliche Besprechung der chemischen Untersuchungen. Ihre Ergebnisse werden mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 23.

Einwirkung von Salzlösungen und Seewasser auf Zemente. Bericht über die großen Versuchsarbeiten und Ergebnisse eines amerikanischen Laboratoriums, das unmittelbar über dem Seewasser in der Nähe von New-York zu diesem Zwecke errichtet worden war. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 34.

Action of sea water on concrete. Mitteilungen über den Einfluß des Meereswassers nach 6 Jahren auf Betonpfähle im Hafen von Boston. Mit Abb. Eng. Record 1914. Vol. 69, Nr. 12.

Bestimmung des feinsten Mehles im Portlandzement. Versuchsanordnung und Ergebnisse werden besprochen. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 29.

Das Eisen im Portlandzement. Von Dr. Hans Kühl. Der Vortrag vor der 37. Hauptversammlung des Vereins deutscher Portlandzement-Fabrikanten wird vollständig abgedruckt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 33.

3. Wirtschaftliches.

Einrichtung von Kunststeinfabriken. Von Dr. W. S. Eine ausführliche kritische Abhandlung, die die technischen und wirtschaftlichen Verhältnisse untersucht und gute Vorschläge und Beispiele bringt. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 22.

Tagungen der Vereine der Bindemittelgewerbe und Feuerungsanlagen. Die Verhandlungsgegenstände und Vorträge auf der Hauptversammlung des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten, des deutschen Gypsvereins, des deutschen Beton-Vereins, des Vereins deutscher Kalkwerke, des Vereins der Kalksandsteinfabriken und des Zementwaren-Fabrikanten-Vereins Deutschlands sind kurz aufgeführt. Zentralblatt der Bauverwaltung. 1914. Nr. 21. Siehe auch Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 20–23; 29–35.

Verein der österreichischen Zementfabrikanten. Bericht über die 20. Hauptversammlung. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 41.

Von der 37. Generalversammlung des „Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten“ zu Berlin 1914. Kurze Wiedergabe der erstatteten Berichte und gehaltenen Vorträge. Deutsche Bauztg. Mitteil. 1914, Nr. 5 und 6. Siehe auch Tonindustrie-Ztg. 1914, Nr. 29, 30 und 31.

Rückblick über das Verhältnis des Deutschen Vereins für Ton-, Zement- und Kalkindustrie zur deutschen Zement- und Kalkindustrie. Vom Königl. Bergmeister Dr. Hans Bernh. Kosmann. Eine eingehende Behandlung der geschichtlichen Entwicklung. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 17.

Fünfzig Jahre Wissenschaft und Technik in der Ton-, Zement- und Kalkindustrie. Festrede von Geh. Regierungsrat Prof. Dr. Otto N. Witt (Berlin). Die volle Rede wird unverkürzt abgedruckt. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 22.

II. Theorie.

Zur Begrenzung der Zugspannungen des Betons im Eisenbetonbau. Von Prof. Dr. Mörsch in Neustadt a. d. Haardt. Die Befürchtung, daß durch auftretende Haarrisse ein Rosten des Eisens im Beton unbemerkt auftreten könne, ist durch angestellte Untersuchungen an Brücken nicht bestätigt worden. Für Straßenbrücken, deren Konstruktion der Einwirkung von Rauchgasen ausgesetzt ist, empfiehlt der Verfasser einen Schutz des Betons durch Verkleidung mit

Tafeln, durch Anstriche oder Anwendung von Hochofenzement. Anders liegen die Verhältnisse bei Eisenbahnbrücken, die häufig ihrer maximalen Belastung ausgesetzt werden. Für die hierbei empfehlenswerte Berücksichtigung der Betonzugspannungen wird ein Wert $\sigma_{bz} = 24 \text{ kg/cm}^2$ eine genügende Sicherheit gewährleisten. Verfasser gibt einen einfachen Weg zur Bestimmung der Plattenbalkenstärken an, bei denen ein σ_{bz} nicht über 24 kg/cm^2 hinausgeht. Durch Tabellen und Kurven wird das Verfahren erleichtert. Bei Zugrundelegung der württembergischen Vorschriften, die bei Eisenbahnbrücken mit $\sigma_b = 30$ und $\sigma_c = 750 \text{ kg/cm}^2$ rechnen, wird der Wert $\sigma_{bz} = 24 \text{ kg/cm}^2$ nie überschritten. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1914. Nr. 26.

Die zulässige Beanspruchung des Betons, insbesondere in Säulen. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger. Verfasser tritt dafür ein, daß in den Vorschriften (§ 6, Punkt 7) für Eisenbeton eine Änderung über die zulässige Beanspruchung eingeführt werde, weil das Bedürfnis nach Erhöhung der zulässigen Pressung in einzelnen Konstruktionsteilen bei der Anwendung von Qualitätsbeton mit dem gleichen Sicherheitsgrad wie für minderen Beton fast allgemein sei. Zeitschrift d. österr. Ing.-u. Arch.-Vereins. 1914. Nr. 11.

Die Formänderungen und die Spannungen von rechteckigen elastischen Platten. Von Dr.-Ing. A. Nadai. Die Grundlagen, die die Elastizitätslehre für die Berechnung der Formänderungen und der Spannungen von plattenförmigen, durch Kräfte beanspruchten Körpern liefert, werden besprochen und der Versuch gemacht, die Ergebnisse der Rechnung dem Bedürfnis des Ingenieurs näher zu bringen. Die Gestalt der gebogenen Mittelebene, die Spannungsverteilung und der Verlauf der Stützkkräfte werden für eine Anzahl praktisch wichtiger Belastungsfälle von rechteckigen Platten festgestellt. Zahlentafeln und Schaulinien ermöglichen die unmittelbare Verwendung der Rechnungsergebnisse. Mit Abb. Zeitschr. d. V. D. I. 1914. Nr. 13 u. 14.

Über die Anwendung der Ritzschen Methode zur Berechnung eines Kuppelgewölbes. Von A. Leon und P. Fillmeyer. Für eine Kupolschale, die durch zwei im Gleichgewicht befindliche Kräfte zentrisch auf Druck beansprucht wird, werden die Verschiebungen in einfacher Art angenommen und hierauf die Spannungen einerseits nach dem Verfahren von Ritz, andererseits unter Benutzung besonderer Gleichgewichtsbedingungen näherungsweise ermittelt. Da die Formeln sehr verwickelt sind, werden Vereinfachungen eingeführt und die Rechnungen nur für zwei Sonderfälle durchgeführt. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1914. Nr. 9 und 10.

Zur Knickfestigkeit gegliederter Stäbe. Von Dr.-Ing. Rudolf Mayer-Mita in Karlsruhe.

Verfasser befaßt sich mit der Berechnung der Knickgrenze gegliederter Stäbe und gibt ein Kriterium, ob die Eulersche oder von Tetmayer'sche Gleichung zu benutzen ist, das zweckmäßiger ist als die bisher verwendeten Kriterien. Zeitschr. des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1914. Nr. 13.

Einseitig belastete Eisenbetonquerschnitte. Berechnung einseitig (exzentrisch) belasteter Querschnitte für Stützen, Gewölbe usw. Von Dipl.-Ing. O. Henkel. Verfasser untersucht eingehend, theoretisch und an einem praktischen Beispiel, die Bestimmung der Abmessungen einseitig belasteter Eisenbetonquerschnitte oder solcher, die einer Normalkraft N und einem Moment M zu genügen haben. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 25.

Ein einfaches Verfahren zur Bildung von Differentialkurven. Von Paul Melchior. Es wird die Anwendbarkeit dieser verschiedenen Verfahren besprochen. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1914. Nr. 7.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Beitrag zur Vornahme von Probebelastungen im Eisenbetonbau. Von Kontrollingenieur Fritz Hübner in Bern. In der sehr lehrreichen kritischen Abhandlung weist Verfasser darauf hin, daß auch bei Eisenbetonbauten Probebelastungen einwandfreie Ergebnisse liefern, wenn man anders als beim Eisenbau noch gewisse Messungen mit ausführt. Das entwickelte Verfahren hat den Zweck, den mit der Praxis in Berührung stehenden, mit der Theorie des Eisenbetons vertrauten Fachmann auf die Möglichkeit hinzuweisen, an fertigen Tragwerken die Wirkungsweise im allgemeinen, die Einspannmomente und nötigenfalls auch die mittlere Güte des Betons zu übergreifen. Bei dieser Art der Probebelastung werden neben den Einsenkungen der Trägermitte und -enden hauptsächlich auch die Verdrehungswinkel der Balkenachse möglichst nahe der Einspannstelle durch Libellenapparate gemessen. An Beispielen wird die theoretische Auswertung der Ergebnisse gezeigt. Schweizer Bauzeitung 1914. Bd. 63. Nr. 10.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren-Bauunfälle.

Unser heutiges Modellbauwesen, mit besonderer Berücksichtigung des auf der Iba angestellt gewesenen Materiales. Von C. Kersten (Dresden). Verfasser hebt den Wert von Modellen für den technischen Unterricht hervor und erläutert an Hand der auf der Iba

ausgestellten Modelle die Herstellung derselben. Mit vielen Abb. Beton und Eisen 1914. Heft 4 und 5.

Riesenbetonsteine für Tunnelbauten. Die Abb. zeigen Bogenstücke, deren einzelne Betonblöcke etwa 1700 kg wiegen; verwendet werden sie für ein Gewölbe von 4,6 m Spannweite des Mount Royal-Tunnels der Canadian Northern Railway. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 22.

Säurefester Beton. Der Aufsatz beschäftigt sich mit der Ummantelung des Betons durch eine säurefeste Masse, zeigt die Schwierigkeit beim Verfahren mit Glas und gibt eine Beschreibung der verschiedenen Verfahren zur Ummantelung mit Asphalt. Tonindustrieztg. 1914. Nr. 35.

Rissebildung, Unterhaltung u. Lebensdauer von Eisenbetonbauten. Von Dr.-Ing. Petry, Direktor des Deutschen Betonvereins. Ein weiterer Beitrag in der Polemik zwischen Stahlwerksverband und Beton-Verein. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 32.

Betonprüfung in der Praxis. Die verschiedenen Prüfverfahren, wie sie von der Stadtbaupraxis von Charlottenburg gehandhabt werden, werden kurz geschildert. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 41.

Eisenbetonrechenschieber. Es wird ein Rechenschieber besprochen, der besonders für die statischen Berechnungen des Eisenbetons eingerichtet ist. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 29.

Verhalten von Ultramarin in Zementwaren. Von Dr. Otto Jordan. Versuche zu dieser Frage werden besprochen und ihre Ergebnisse mitgeteilt. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 41.

Drahtbinder für Eisenbeton. Mit Abb. wird die Verwendung des amerikanischen Drahtsackverschlusses für die Eisenbetonbewehrung geschildert. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 41.

Einige Fragen des Eisenbetonbaues. Kurze Besprechung der Ergebnisse von Versuchen, die der österreichische Ingenieur- und Architekten-Verein an Balken ausgeführt hat. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 27.

Betonwerkstein in der Kunst. An einigen Beispielen wird die Technik künstlerischer Herstellung von Betonwerksteinen mit Abb. gezeigt. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 29.

Temperatureinflüsse auf Beton. Bericht über Versuche und Ergebnisse des amerikanischen Ingenieurs A. Hoyt in Chicago. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 34.

Gartenbänke aus Beton. Einige Beispiele werden in Abb. gezeigt und besprochen. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 29.

Betonhohlstein „Serini“. Kurze Beschreibung mit Abb. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 19.

Neuere Unfälle von Betonbauten in Amerika. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick. Ver-

fasser schildert einige der neueren Betonunfälle in Amerika, bei denen man erkennt, daß oft leicht verhüttbare Fehler die Ursache bilden und wohl in keinem einzigen Falle dem Eisenbeton als solchem ein Vorwurf gemacht werden kann. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 34.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Mitteilung über den Einsturz einer Eisenbetondecke, der durch die tragenden Mauerteile verschuldet wurde. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 21.

Über die neusten Unfälle von Eisenbetonbauten. Von Ing. Ernst Schick, technischem Konsulenten für Eisenbetonbau. Verfasser beschreibt eine große Anzahl solcher Unfälle und erörtert eingehend deren Ursache, die meist nicht am Eisenbeton lag. Zeitschrift d. österr. Ing. u. Arch.-Vereins 1914. Nr. 9.

Collapse of steel grain tanks, Austin, Texas. Es wird ein Einsturz eiserner Silos kurz beschrieben und durch Abbildungen veranschaulicht. Eng. News, Vol. 71, Nr. 10.

2. Ausführungen im Hochbau.

Der Kuppelbau im Neubau des Königl. bayerischen Verkehrsministeriums. Von Dipl.-Ing. Georg Eichbauer, München. Der monumentale, 74 m hohe Kuppelbau des Gebäudes besteht aus einer inneren und einer äußeren Kuppel elliptischen Grundrisses, die beide in Eisenbeton hergestellt sind. Die innere Kuppel, deren Achsenabmessungen 17,70 m und 20,40 m betragen, besitzt zwei ovale Öffnungen (Ochsenaugen) und Stichtkappen und weist in ihrer Unteransicht einen reichen architektonischen Schmuck in Vorsatzbeton auf. Für denselben fand ein feinkörniger und sehr trockener Quarzrieselbeton Anwendung; die Kassettierung wurde durch auf die Schalung aufgebraute Gipsmodelle hergestellt. Den oberen Abschluß des Bauwerkes bildet die äußere, ebenfalls elliptische Kuppel, die durchweg in ihren 24 Rippen und der Dachhaut in Eisenbeton ausgeführt ist. Die Lasten der Kuppel werden durch dreieckförmige Böcke in Eisenbeton auf zwei Ringmauern verteilt. Das Gesamtgewicht des Kuppelbaues verteilte man mit Rücksicht auf eine künftige Untergrundbahnanlage auf vier Quadranten, die durch Eisenbetonplatten von 1,00 m Stärke gebildet wurden und die Last auf Simplexpfähle übertrugen. Die gesamte Anlage wird in ihrer konstruktiven Durchbildung und ihrer Berechnung erläutert und in zahlreichen Abbildungen veranschaulicht; auch wird die Ausbildung der Gerüste eines solch schwierigen und umfangreichen Baues kurz besprochen. Beton und Eisen 1914. Heft 4 und 5.

Erweiterungsbau der katholischen Kirche (Liebfrauenkirche) in Bocholt in Westfalen. Von Ingenieur G. Rodermann, Köln. Die

Eisenbetonarbeiten sind kurz beschrieben und in zahlreichen Abbildungen erläutert. Beton und Eisen 1914. Heft 5.

Neubau der oberschlesischen Portlandzementfabrik in Oppeln. Von Regierungsbaumeister Ruoff, Breslau. Von den zahlreichen Bauwerken der Fabrikanlage, für die mit Rücksicht auf die kürzere Bauzeit der Eisenbetonbauweise gegenüber der mit im Wettbewerb stehenden Eisenkonstruktion der Vorzug gegeben wurde, werden zunächst eine Transport- und Schutzbrücke für eine Seilbahn sowie zwei kleinere Hallen in Rahmenkonstruktion besprochen. Die 40 m lange und rd. 13 m ansteigende Brücke überspannt zwei Öffnungen von 23,2 m und 17,3 m. Sie besteht aus zwei Pfostenfachwerksträgern System „Vierendeel“, die in beiden Gurten durch Querträger versteift sind. Die an die Brücke anschließende Rohmühle stellt eine Rahmenkonstruktion dar, die ferner drei Silos von je 235 m³ Inhalt aufweist. Mit zahlreichen Abbildungen, aus denen auch konstruktive Einzelheiten zu ersehen sind. Beton und Eisen 1914. Heft 4.

Das neue Bremer Schauspielhaus. Von Albert Prokesch, Krakau. Kurze Besprechung des Neubaus, dessen Decken- und Rangkonstruktionen nebst Bühnenüberdeckung in Eisenbeton hergestellt sind. Mit zahlr. Abb. Beton und Eisen 1914. Heft 5.

Der Fabrikerweiterungsbau der Wandrerwerke A.-G., Schönau bei Chemnitz. Es wird in kurzen Zügen der Anfang 1913 bezogene Eisenbetonneubau beschrieben, der angesichts seiner zweckmäßigen Einrichtungen und des vorzüglich organisierten äußeren und inneren Verkehrs zu den modernsten Industriebauten Sachsens gehört. Mit vielen Abb. Zeitschr. d. V. D. Ing. 1914. Nr. 8.

Neuere Ausführungen und Erfahrungen mit Eisenbetonschornsteinen. Von Dipl.-Ing. Ernst Schick in Wien. Verfasser berichtet über angestellte Untersuchungen in Amerika, die eine Aufklärung über die Ursachen verschiedener Unfälle von Eisenbetonschornsteinen geben sollten. Es zeigte sich, daß fast in allen Fällen von Zerstörungen ein Fehler in der Berechnung oder in der technischen Ausführung zugrunde lag; der Eisenbeton hat sich im allgemeinen für Schornsteinbauten vorzüglich bewährt. Allerdings sind solche Bauwerke Rißbildungen unterworfen, die zum Teil in der inneren Hitze des Schornsteines ihren Grund haben. Durch eine innere Verkleidung für das untere Drittel kann diesem Übelstand begegnet werden. Es werden eine ganze Anzahl bemerkenswerter Eisenbetonschornsteinbauten, vornehmlich Amerikas, kurz besprochen und ebenso verschiedene bemerkenswerte Unfälle erörtert. Mit zahlr. Abb. Deutsche Bauzeitg., Mitteil. 1914. Nr. 5 und 6.

Das Woolworth-Gebäude in New York. Von Arthur Palme in New York. Verfasser beschreibt eingehend den Bau dieses 266 m hohen Wolkenkratzers. Im baulichen Teil werden die schwierigen Gründungsarbeiten mit vielen guten Abbildungen besprochen. Zeitschr. d. V. D. I. 1914. Nr. 7.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Neubau der Streekbrücke in Hamburg. Von Baumeister Schwoon, Hamburg. Die 20 m breite, über die Alster führende schiefe Straßenbrücke wird in ihren verschiedenen Entwürfen kurz erläutert. Zur Ausführung kam ein Gerberträger mit einer Mittelöffnung von 13 m und zwei Seitenöffnungen von 7 m Weite. Die Schwierigkeit des Projektes lag in der geringen Konstruktionshöhe. Mit Abbildungen und Besprechung besonders interessanter Konstruktionseinzelheiten. Beton und Eisen 1914. Heft 5.

Entwürfe zu neuen Brücken über die Elbe in Magdeburg. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Henneking in Magdeburg. Zur Bewältigung des außerordentlichen Verkehrs zwischen den Stadtteilen beiderseits der Elbe sind nach eingehend beschriebenen Erwägungen vier Brückenprojekte von der Stadtverwaltung aufgestellt worden, die in ihrer allgemeinen Anlage ausführlich erörtert werden. Für die erforderlichen Flutbrücken ist eine Ausbildung in Mauerwerk oder Eisenbeton gewählt worden. Mit Abb. Der Brückenbau 1914. Heft 4—6.

Die Hoanghobrücke. Bearbeitet von Regierungsbaumeister a. D. Bruno Schulz in Berlin-Halensee und der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G., Werk Gustavsburg. In der sehr ausführlichen Beschreibung dieser 1271 m langen Eisenbahnbrücke über den Gelben Fluß finden sich sehr eingehende Vorschläge für die sehr schwierigen und sehr tiefen Pfeilergründungen und eine gute Beschreibung der zur Ausführung gekommenen Gründungsart. Mit sehr vielen Abbildungen. Zeitschr. d. V. D. I. 1914. Nr. 7, 8, 9 und 10.

Straßenbrücke aus Walzträgern mit dazwischen gestampftem Beton. Von Ing. F. Knispel, Insterburg. Kurze Beschreibung und Berechnung einer derartigen Brücke von 9 m Lichtweite. Tonindustrie-Ztg. 1914. Nr. 28.

The Langwies arch. Von H. Schürch. Kurze Beschreibung des Entwurfes und der Bauausführung der rd. 96 m weitgespannten Bogenbrücke, die zwei Hauptträger und eine auf Pfosten gestützte Fahrbahn aufweist. Mit Abb. Eng. News. Vol. 71, Nr. 12.

Betonbrücken Lauban—Königszelt. Eine Anzahl Brücken dieser schlesischen Gebirgsbahn wird mit Abb. beschrieben. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 34.

Murray Ave. concrete arch, Pittsburgh. Hinweis auf eine im Bau begriffene, rund 64 m weit gespannte Betonbogenbrücke. Mit Abb. Eng. News 1914. Vol. 71. Nr. 8.

Progress on the Hights run arch, Pittsburgh. Kurze Mitteilungen über den Entwurf und den Baufortgang der rund 66 m weit gespannten Eisenbetonbogenbrücke mit gestützter Fahrbahn. Mit Abb. Eng. News 1914. Vol. 71. Nr. 10.

Eisenbetonbogenbrücken im Landschaftsbild. Von Ober-Ingenieur R. Heim in Wien. Es werden zwei sehr gefällige Brückenbauwerke besprochen, die durch ihre Formgebung und die Ansichtsflächen sich ihrer Umgebung vorzüglich anpassen und die eigene Formensprache des Eisenbetons wiedergeben. Das eine Bauwerk, eine über den Nocefluß in Italien führende Straßenbrücke mit zwei Bogenöffnungen von 40 und 18 m lichter Weite, weist zwei Bogenrippen mit Entlastungsrahmen und Versteifungsrippen auf; die auf Pfosten gestützte Fahrbahnplatte ist über den Brückenstirnen vorgekragt. Stärke der Bogenrippen in der größeren Öffnung im Scheitel 1,40 m, im Kämpfer 1,60 m. Mit Rücksicht auf die Gebirgslandschaft ließ man den Beton schalrein ohne Bearbeitung. Kurze Beschreibung des Bauwerkes in seinem Entwurfe und seiner Ausführung. — Das zweite Bauwerk stellt die Dürwaringbrücke in Wien, die eine Kreuzung zweier Straßen herstellt, dar und zeichnet sich ebenfalls durch eine Stilreinheit des zur Anwendung gekommenen Eisenbetonmaterials aus. Ein Eisenbetongewölbe überspannt in ganzer Brückenbreite eine 15,17 m im Lichten weite Öffnung und trägt auf den beiden Stirnwänden und Säulenreihen die Fahrbahn. Bemerkenswert ist die zur Erzielung einer Gewichtersparnis angeordnete Auflösung der Widerlager in einen hohlen Kasten mit Stützwänden, die den von einem horizontalen Widerlagerbalken übertragenen Gewölbeschub aufnehmen. Da für das Bauwerk nicht eine Fernwirkung, wie bei der Nocebrücke, in Frage kommt, so hat man in diesem Falle eine steinmetzmäßige Bearbeitung der mit Vorsatzbeton ausgeführten Ansichtsflächen vorgesehen. — Eine

Anzahl Abb. veranschaulichen beide Bauwerke in ihrer Ansicht und Konstruktion. Beton und Eisen 1914. Heft 6.

Die Eschholz-Straßenbrücke zu Freiburg im Breisgau. Kurze Mitteilungen über die 40 m weit gespannte Eisenbetonbogenbrücke. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1914. Nr. 6.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Wasserkraftanlage Augst-Wyhlen. III. Das Kraftwerk Augst der Stadt Basel. Von Ingenieur O. Bosshardt. In der Fortsetzung der Baubeschreibung über diese große Anlage wird eingehend der Bau der Großschiffahrtsschleuse und der Kraftanlage, wo eine Reihe Eisenbetonbauwerke ausgeführt wurden, mit einer ganzen Anzahl Abb. behandelt. Schweizerische Bauzeitung 1914. Bd. 63. Nr. 11 und 12.

Versuche über Druckverluste in Eisenbetonrohren. Ausführliche Versuche an einer Eisenbetonrohrleitung von 1280 m Länge und 2,2 m innerem Durchmesser einer Wasserkraftanlage. Mit Abb. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1914. Nr. 8.

Ufermauer aus Eisenbetonplatten. Von Ing. Richard Krauß, Berlin-Steglitz. Beschreibung der Ausführungsarbeiten eines sehr billigen Uferschutzes durch gerammte I-Träger mit dazwischen gesetzten Eisenbetonplatten. Mit Abb. Beton und Eisen 1914. Heft 5.

Die Talsperre von Arrowrock. Über die im Bau begriffene Stauanlage, die mit einer Mauerkrone des Abschlußwerkes von 105 m über der Grundsohle die höchste Staumauer der Welt aufweist, werden kurze Mitteilungen gemacht; die Mauer wird in Beton aufgeführt. Mit Abb. Zentralblatt der Bauverwaltung 1914. Nr. 23.

Schachtschleuse bei Henrichenburg. Von Privatbaumeister H. Sielken, B. D. A. An einer Anzahl Abb. wird dieses großartige Bauwerk beschrieben. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 20.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Eisenbeton im Bergbau. Eine kurze Beschreibung der Streckenauskleidung, Bauweise Wölle. Mit Abb. Tonindustrie-Zeitung 1914. Nr. 26.

UNFALLSTATISTIK DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

6. Einsturz einer Vorderwand. Beim Neubau eines Wohnhauses stürzte ein großer Teil der Vorderwand ein infolge Nachgebens eines Eisenbetonunterzuges und der darunter stehenden Eisenbetonstütze; welcher von beiden Teilen zuerst nachgegeben hat, ließ sich nicht feststellen. 5 Arbeiter sind verletzt worden, zum Teil schwer; sie sind jedoch alle wieder hergestellt. Sogleich

nach dem Unfall ermittelte die Baupolizei, daß bei der Ausführung wesentliche Abweichungen von dem von ihr genehmigten Plan vorgekommen waren, und daß der Beton im Unterzuge minderwertig und in der Stütze porös und locker war. Proben wurden dem Materialprüfungsamt in Lichterfelde vorgelegt; diese wiesen im Unterzuge die Mischung 1:4,9 und eine Druckfestigkeit

von 73 kg/qcm auf und in der Stütze 1:9,4 und 46 kg/qcm. Der Beton war in sehr heißer Jahreszeit eingebracht, auch waren kurz nach dem Betonieren einige Holzsteifen unter dem Unterzuge fortgestoßen worden. 4 Monate nach dem Unfall, nachdem das Haus schon wieder aufgeführt war, wurde seitens der Staatsanwaltschaft ein Sachverständiger des Deutschen Ausschusses befragt. Dieser stellte fest, daß die der baupolizeilichen Genehmigung zugrundeliegende Berechnung zwar einige Ungenauigkeiten aufwies, daß der Unfall aber nicht eingetreten wäre, wenn man den Bau danach ausgeführt hätte. Der Unternehmer hatte jedoch den Entwurf eigenmächtig geändert und eine neue Berechnung aufgestellt. Der Unterzug hatte nach der ersten Berechnung eine Last von 51 t (genauer 55 t) zu tragen; in der zweiten Berechnung waren nur 34 t ermittelt. Die Stützen waren ursprünglich in Eisen vorgesehen; ausgeführt wurden sie als 22,30 cm starke Eisenbeton-

säulen. Nach einer genauen Berechnung erhielten sie einen Druck von 69 t, während die fehlerhafte Berechnung nur 31 t angenommen hatte. Tatsächlich hatten die Stützen eine Beanspruchung des Betons auf Druck von 70 kg/qcm auszuhalten. Der Sachverständige stellte somit einen Verstoß gegen allgemein anerkannte Regeln der Technik fest. Ein zweiter Sachverständiger betonte außerdem, daß eine Schuld der angeklagten Unternehmer darin zu finden sei, daß sie zur Beaufsichtigung der Baustelle nur einen 26 Jahre alten Ingenieur angestellt hatten, der zudem mit Arbeit so überhäuft war, daß er zur Überwachung des Baues nicht ausreichend Zeit hatte. Die Unternehmer selber erklärten vor Gericht ausdrücklich, daß sie von Eisenbeton nicht das Geringste verstanden. Das Gericht stellte ein Verschulden der Angeklagten fest, sprach sie jedoch frei, da nicht klar sei, gegen welche Regeln der Baukunst sie verstoßen hätten. L. M.

WIRTSCHAFTLICHE RUNDSCHAU.

DIE ANREGUNGEN TAYLORS FÜR DEN BAUBETRIEB.

Vortrag am 7. März 1914 im „Württembergischen Verein für Baukunde“.

Von Dr.-Ing. Max Mayer (Stuttgart.)

Jeder hat den Namen Taylor schon gehört und gelesen; es hat ja bereits jede Tageszeitung auf ihn hingewiesen. Der Name des amerikanischen Zivilingenieurs Frederick Winslow Taylor ist für die ganze technisch interessierte Welt ein Symbol geworden, ich glaube, wir dürfen sagen ein Symbol für den nächsten großen Fortschritt der Technik. Wer heute über die Taylorschen Ideen etwas erfährt, der hat sofort das Gefühl, daß es sich hier um eine höchst bedeutsame, um eine weltbewegende Sache handelt; er spürt das aus dem Ton, in dem darüber gesprochen wird und der selbst dort, wo gezweifelt und gespottet wird, auf ein großes Interesse schließen läßt; er spürt es aber auch sofort aus der Art dieser Gedankengänge, die schlicht, selbstverständlich, und, je nachdem sie dargestellt werden, fast naiv klingen und doch für ihre konsequente Durchführung einen unendlichen Aufwand an Mut, Geduld und Ausdauer erfordern.

Wichtig ist das Lebenswerk Taylors in erster Linie für den Fachmann, denn der Hauptteil davon ist Detailarbeit. Ich finde es deshalb merkwürdig, daß es bei uns in Deutschland anscheinend ganz unbekannt ist, wie gründlich sich Taylor auch mit dem Baubetrieb beschäftigt hat. Man hört nur, daß er die Arbeit in den Maschinenwerkstätten neu organisiert; wohl wird manchmal gesagt, daß seine Ideen auch auf andre Gebiete, ja sogar auf das private Leben

des einzelnen Menschen mit Nutzen anzuwenden sind; daß er aber einen großen Teil seines Lebens darauf verwendet hat, die Arbeiten auf der Baustelle ebenso zu studieren wie die Arbeiten in den Maschinenfabriken, davon weiß man bis jetzt bei uns nichts.

Ich bin nun überzeugt, daß wir für unsere tägliche Arbeit sehr viel aus dem lernen können, was Taylor als Ergebnis seiner Beschäftigung mit dem Baubetrieb in seinen Werken niedergelegt hat, und bei aller Verschiedenheit der deutschen und der amerikanischen Verhältnisse im Baugewerbe darf man doch sagen, daß für eine durchgreifende und wirkungsvolle Verbesserung der Organisation unserer Baubetriebe uns Taylor den Weg gewiesen und in allen Einzelheiten klargelegt hat. Taylor sagt in Bezug auf die Vereinigten Staaten von Nordamerika, daß zur Zeit der Ausgabe der „Concrete costs“, nämlich 1912, die Anwendung der wissenschaftlichen Methoden für die Betriebsführung auf die Bauarbeit überhaupt kaum versucht war und eine Entwicklung hierin eben scharf einsetzte. Wir Europäer mit unserer Neigung zur Tradition (so jung sie in diesem Fall auch ist) und zur Einschränkung der persönlichen Initiative sind natürlich später daran als die in solchen Dingen ganz rücksichtslos vorgehenden Amerikaner; andererseits ist aber unsere Vorliebe für systematischen Aufbau und für gründliche

Detailarbeit gerade für die vorliegende Frage besonders günstig und läßt eine verhältnismäßig rasche Verbreitung der Taylorschen Ideen bei uns in Aussicht stellen. Ich will deshalb im folgenden versuchen eine kurze Zusammenfassung dessen zu geben, was ich bei einem gründlichen Studium der Taylorschen Werke, insbesondere derer, die sich mit dem Baubetrieb befassen und noch nicht ins Deutsche übertragen sind, als beachtenswert und charakteristisch entnommen habe. Dabei will ich mich vor allem bemühen, ein anschauliches Bild von den Einzelheiten eines taylorisierten Baubetriebes zu geben und werde jeweils aus der Flut der Einzelheiten einige besonders charakteristische Beispiele herausgreifen, um daran nachzuweisen, wie die Grundgedanken sich im einzelnen Fall anwenden lassen.

Taylor hat anfangs der 80er Jahre damit begonnen seine Ansichten über die Organisation der Fabrikarbeiten praktisch zur Geltung zu bringen. In den 8 Jahren seiner Tätigkeit bei den Midvale-Stahlwerken hat er bereits so auffallende Erfolge erzielt, daß er sich seitdem der Betriebsorganisation als Spezialist widmete. Im Jahre 1894 fing er an, mit seinem Freund Thompson und einer Reihe von Mitarbeitern den Baubetrieb wissenschaftlich zu studieren; fast alle großen Betriebe und Unternehmerfirmen haben ihm ihre Arbeitsplätze und ihr Erfahrungsmaterial zur freien Verfügung gestellt. Daß es sich nun bei der ganzen Sache nicht wie sonst oft bei Nachrichten über neue technische und andere Errungenschaften um amerikanischen Bluff handelt, das kann man daraus entnehmen, daß diese Leute sich volle 17 Jahre mit dem weitest getriebenen Detailstudium des Baubetriebes beschäftigten, bis sie ihr Buch über die Kosten der Betonarbeiten veröffentlichten. Um gleich zu kennzeichnen, was in diesem für uns wichtigsten Buch an Material enthalten ist, bemerke ich hier schon, daß es unter seinen 700 Seiten rund 260 Seiten Tabellen enthält, welche hauptsächlich Angaben über den Zeit-, auch über den Materialbedarf der einzelnen Bauarbeiten enthalten, und daß über 80 Figuren darin enthalten sind, welche Konstruktionszeichnungen für Schalungen, maschinelle Baustelleneinrichtungen und Werkzeuge betreffen.

Auf den Baubetrieb angewendet führen die Taylorschen Grundsätze zu wesentlich anderen Ergebnissen als bei der Werkstattearbeit. Wer als Bauingenieur etwa bloß das von Roesler ins Deutsche übersetzte Buch Taylors über „Wissenschaftliche Betriebsführung“ kennt oder die diesbezüglichen Vorträge auf der vorjährigen Hauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure, der mag wohl eine Ahnung davon haben, daß

auch auf unserem Gebiet in dieser Richtung große Fortschritte möglich sind; wenn man jedoch die beiden Bücher Taylors über „Beton und Eisenbeton“ und über die „Kosten der Betonarbeiten“ kennen lernt, so ist man immer wieder aufs neue erstaunt darüber, wieviel Tatsachenmaterial, wieviel fertige Leistungen darin enthalten sind und wie schön uns bereits alles vorgerichtet ist. Allerdings von einem „System“ kann bei der Taylorschen Bauorganisation noch viel weniger die Rede sein als in der Maschinenfabrik, wo er ja selber schon die Bezeichnung „Taylor-System“ abgelehnt hat. Es gibt heute in Amerika eine Reihe von Werkstattbetrieben, in denen die Taylorsche Organisation restlos verwirklicht ist; hingegen existiert noch kein Baubetrieb, bei dem das Taylor-System vollständig angewendet wäre, und dabei wird es auch wohl noch auf Jahre hinaus bleiben. Was uns Taylor hierfür gibt, ist also nichts weniger als ein Schema oder ein fertiges Gebilde; er gibt uns nur die Keime für ein solches, er gibt uns eine Betrachtungsweise und einen ersten, treulich schon sehr weit durchgeführten Versuch einer Wissenschaft der Einzelarbeiten. Einerseits bringt es schon die Eigenart des Bauhandwerks mit sich, daß einzelne Teile des Taylorschen Gedankenkreises stark in den Vordergrund treten, andere dagegen fast verschwinden; die Mannigfaltigkeit der Bauarbeiten zum Beispiel hat zur Folge, daß die Zeitstudien und das resultierende Tabellenmaterial wesentlich mehr Raum einnehmen als bei der Metallbearbeitung, wobei nicht mit mathematischen Gesetzen wie dort, sondern fast bloß mit empirischen Zahlenreihen gearbeitet wird; auch ist natürlich von den Äußerlichkeiten der Werkstatteinrichtung, die den Pensumbetrieb unterstützen, auf der Baustelle keine Rede. Andererseits ist die niedrige Entwicklungsstufe, auf der sich die Baustellenorganisation auch in der Taylorschen Ausbildung noch befindet, der Grund dafür, daß hauptsächlich von der Analyse der Arbeiten und der Feststellung der Einzelzeiten gehandelt wird, während die eigentliche Einführung der Pensumarbeit noch in weiter Ferne steht und auch in Taylors Büchern nur vereinzelt berührt wird.

Es ist für uns entschieden ein Vorteil, daß wir die Taylorschen Arbeiten über Bauorganisation in einem frühen Entwicklungsstadium kennen lernen, wenn man auch nicht gerade von Anfängen reden kann angesichts einer 17jährigen Ausbildungszeit. Wir können die Verbesserung in ihrem Entstehen studieren und finden dabei, daß wir vielfach schon ähnliche Wege zu gehen begonnen haben. Neu sind uns nämlich die Taylorschen Ideen nicht in allen Teilen. Es handelt sich ja überhaupt um ein Gebiet, auf dem auch bei uns vielfach ein Verbesserungsbedürfnis verspürt und lebhaft vorwärts gestrebt wird. In den meisten Fällen

sind jedoch die Mittel, die man bei uns zu Hilfe nimmt, wesentlich verschieden von den Taylorschen; oft handelt es sich sogar gerade um jene oberflächliche Behandlung, die Taylor als vollständig falsch verwirft. Bei der Mehrzahl der Taylorschen Gedanken haben wir das Gefühl, daß wir eben selber daran waren, uns die Sache in dieser Weise zurecht zu legen; deshalb hat die Lektüre seiner Bücher etwas Fesselndes, ich möchte sagen, etwas Hinreißendes. Einen geradezu überwältigenden Eindruck aber macht die Einheitlichkeit, die geschlossene Folgerichtigkeit, mit der Taylor seine Grundsätze auf all die verschiedenen Zweige unseres Gebietes anwendet, wie er es überall versteht mit verständigem Eingehen auf die Eigenart der einzelnen Arbeiten, mit immer neuen, der jeweiligen Sache angepaßten Mitteln seinen Zweck zu erreichen. Man mag einzelne seiner Grundsätze als bekannt bezeichnen, man mag, was viel charakteristischer ist, vieles einzelne von seinen Grundgedanken für selbstverständlich finden; vollständig neu und genial ist auf alle Fälle diese Großzügigkeit, diese eiserne Konsequenz, mit der er allenthalben ohne Rücksicht auf bestehende Gebräuche oder Vorurteile für Ordnung, Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit sorgt. Ich glaube, man hat aus früheren Beschreibungen seines Systems mitunter die Ansicht, als sei vieles von seinen Ideen ein wenig weltfremd und allzu schwer zu verwirklichen; nein, gerade in seinen Büchern über den Baubetrieb muß man immer wieder anerkennen, wie sehr er sich auf das zunächst Erreichbare beschränkt, wie er, immer die Fortentwicklung der besonderen Verhältnisse ins Auge fassend, nur von der für die nächsten Jahre möglichen Vertiefung spricht, wie die Stufe der Reform, die er uns beschreibt, jeweils der Eigenart, der Kompliziertheit und der gegenwärtigen Auffassung des Gegenstandes angepaßt ist.

Gerade dieses mehrfache Anknüpfen an die hinter ihm liegende Entwicklung gestattet uns einen interessanten Einblick in die Betriebsverhältnisse der amerikanischen Bauwelt. Als Taylor seine Studien machte, muß wohl ein großer Teil der amerikanischen Baufirmen schlechter eingerichtet gewesen sein, als es der bessere Durchschnitt bei uns seit längerer Zeit ist. Es finden sich in den Angaben Taylors, der doch gewiß nur bei guten oder etwa noch bei mittelmäßigen Firmen seine Studien machte, mitunter Dinge, an die bei uns heute Gott sei Dank kein Mensch mehr denkt. Andererseits setzt aber die Arbeit Taylors ein allgemeines Fortschrittsbedürfnis voraus und ein wagemutiges Bestreben nach Verbesserung um jeden Preis, wie es bei uns nicht allzu häufig ist und wie es bei uns anscheinend auch ein starker wirtschaftlicher Druck oft nicht zu erzwingen vermag.

Bevor ich nun auf die Darstellung der Taylorschen Lehre übergehe, wollen wir erst einmal die Eigenart des Gegenstandes erwägen. Die Organisation der Baubetriebe hat ihre ganz besonderen Schwierigkeiten. Wir können den Werkstattbetrieb als stationären, den Baubetrieb als einen ständig wechselnden bezeichnen. In vielen Werkstätten geschieht im wesentlichen über einen längeren Zeitraum Tag für Tag das Nämliche: ein solcher Betrieb braucht einmal eingerichtet zu werden, dann dauert und wirkt diese Organisation für Monate und Jahre. Auf einer Baustelle geschieht nicht einen Tag genau das gleiche wie am vorhergehenden oder am folgenden. Nur ausnahmsweise, bei längeren gleichmäßig fortlaufenden Bauwerken oder bei gewissen Erdarbeiten, scheint das anders zu sein, aber selbst dann ändern sich meist die Transportweiten von Tag zu Tag. Also: Ein Werkstattbetrieb wird einmal eingerichtet und läuft dann nach dem aufgestellten Schema bis auf weiteres selbständig fort; der Baubetrieb muß jeden Tag neu organisiert werden. Diese Notwendigkeit der ständig erneuten Organisation ist der allgemein anerkannte Grund dafür, daß die Baubetriebe in der Regel primitiver eingerichtet sind als die Fabrikbetriebe; sie hat auch zur Folge, daß eine gründliche Neuorganisation einer Bauunternehmung im Taylorschen Sinne eine viel umfangreichere, mühsamere und kostspieligere Arbeit ist als bei einem Fabrikbetrieb. Diese nämliche Eigenart erleichtert aber auch die Einführung von Neuerungen; wir, die wir jeden Tag fast einen neuen Betrieb, einen neuen Betriebsteil in die Wege zu leiten haben, sind viel eher geneigt, es mit Neuerungen zu versuchen, wir sind auch hinsichtlich unserer geschäftlichen Verantwortung viel eher dazu in der Lage, auf einer vereinzelter Baustelle einen Beamten mehr hin zu stellen, es mit einer anderen Austeilung der Pflichten als bisher zu versuchen, als etwa der Direktor einer Maschinenfabrik, die bisher befriedigend funktioniert hat und deren ganze Existenz durch eine umwälzende Neuerung aufs Spiel gesetzt wird. Eine weitere Eigenart ist die Mannigfaltigkeit der Bauarbeiten. Jede einzelne Unternehmung macht bei uns eine große Reihe von äußerlich verschiedenartigen Arbeiten; das hat seinen guten Grund und wird auch fernerhin so bleiben. Wer aber jede einzelne dieser vielen Arbeiten, die noch dazu oft recht verwickelt und veränderlich sind, gründlich kennen und beherrschen will, der muß einen guten Kopf und reiche Erfahrungen haben; das können wir jeden Tag an uns und an anderen spüren. Die schriftliche Fixierung dieses riesigen Materials nun gar, die Normalisierung und die Festlegung des Zeitbedarfes für alle einzelnen Operationen unter allen möglichen Verhältnissen bedeutet begreiflicherweise einen Arbeitsaufwand,

der nur im Verlauf von langen Jahren geleistet werden kann. Der ständige Wechsel der Betriebsform im einzelnen Fall und die Mannigfaltigkeit der Einzelheiten sind die beiden Punkte, welche für eine gründliche Organisation des Baubetriebes ganz besondere Schwierigkeiten machen.

Der Ausgangspunkt von Taylors Beschäftigung mit dem Baubetrieb war vielleicht die Erkenntnis, daß die Detailanordnung der Ausführungsarbeiten in technischer und insbesondere in wirtschaftlicher Hinsicht im Bauhandwerk ein wunder Punkt ist. Was die Konstruktion und die Festigkeit unserer Bauwerke betrifft, so verfügen wir heute über eine fertige, gründlich durchgebildete Wissenschaft, die uns fast alles, was wir in der Praxis brauchen, in einwandfrei festgelegter Weise lehrt. Mit unseren heutigen Baustoffen und unter den gegebenen Verhältnissen von Zweck, Belastung und Untergrund des Bauwerks kann sicher nicht viel besser konstruiert werden, als das heute bei uns geschieht. Ob unsere üblichen Entwürfe auch nach der wirtschaftlichen Seite immer die bestmögliche Lösung darstellen, darüber, glaube ich, läßt sich noch ein Wort reden; ich habe selber versucht, in meinem Buch über „Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbetonbau“ einige der vordringlichsten Untersuchungen in dieser Richtung anzustellen und für diesen uns fast noch ganz fehlenden Zweig der Theorie der Baukonstruktionen den Grund zu legen. Immerhin, wenn man vor 20. ja noch vor 10 Jahren damit zufrieden war

und damit zufrieden sein mußte, eine genügend sichere, also eine überhaupt mögliche Lösung für die konstruktiven Fragen zu finden, so stehen wir heute auf einem ganz anderen Standpunkt: Wir suchen die beste der möglichen Lösungen, wir suchen die sparsamste von all den Lösungen, die genügend Sicherheit bieten.

Demgegenüber ist unser Standpunkt bei der Bauausführung ein wesentlich bescheidenerer, ein primitiver sozusagen; hinsichtlich der einzelnen Teile einer Arbeitsleistung begnügen wir uns in der Regel damit, daß die Arbeit überhaupt getan wird, daß also irgend eine mögliche, gewisse Ansprüche befriedigende Lösung der Aufgabe gefunden wird; ob aber diese Lösung die bestmögliche war, danach fragt man wohl manchmal, diese Frage studiert man wohl oft bei wichtigen Anordnungen, aber daß dieser Grundsatz in allen Teilen der Bauarbeit, vom Kleinsten bis zum Größten, bewußt und sicher angewendet würde, davon sind wir noch weit weg.

Hier hilft uns nun Taylor. Was ich eben darlegte, steht zwar nicht bei ihm, für amerikanische Verhältnisse konnte er das auch gar nicht sagen; aber ich glaubte erst aufweisen zu sollen, welche Rolle die Aufgabe, deren Lösung Taylor sein ganzes Leben gewidmet hat, für unsere Bautätigkeit überhaupt spielt, damit man sich davon überzeugt, welchen Wert die Lösung dieser Aufgabe für uns hat, noch bevor wir sehen, wie glänzend Taylor sie gelöst hat.

(Fortsetzung folgt.)

Rechtsanspruch auf eine „in Aussicht gestellte“ Gratifikation.

Urteil des Düsseldorfer Oberlandesgerichts.

(Nachdruck, auch im Auszug, verboten.) Eine für das kaufmännische Leben wichtige Entscheidung hat das Düsseldorfer Oberlandesgericht getroffen. Im Jahre 1910 wurde einer Düsseldorfer Aktiengesellschaft für Brückenbau der Bau einer Eisenbahnbrücke über den Rhein unterhalb von Duisburg-Ruhrort im Werte von anderthalb Millionen Mark, der größten Balkenbrücke auf dem europäischen Festlande, übertragen. Mit den Arbeiten an dieser Brücke wurde der bei der Firma als Statiker und Konstrukteur angestellte Ingenieur Sch. beschäftigt. Im August 1910 trat dieser mit einem Gesuch um Gehaltserhöhung an die Gesellschaft heran, das die Firma aber ablehnte, indem sie darauf hinwies, daß der Ingenieur erst ein Jahr vorher eine besondere Gehaltserhöhung zuteil geworden sei. In dem betreffenden Brief der Firma hieß es dann fernerhin: „Wir sind auch weiter nicht abgeneigt, Ihnen unser Entgegenkommen zu zeigen, indem wir Ihnen, falls die von Ihnen bearbeitete Brücke für Ruhrort zur vollen Zufriedenheit der Behörde ausfällt, eine angemessene Gratifikation in Aussicht stellen.“ Im April 1912 schied der Ingenieur auf seinen Wunsch aus den Diensten der Gesellschaft aus; die Brücke wurde einige Zeit darauf fertiggestellt und abgenommen, ohne daß die Behörde Anstände erhoben hätte. Der Ingenieur meinte nun, indem er gegen die Firma Klage erhob, die Gratifikation sei ihm unter der — eingetretenen — Be-

dingung, daß die Brücke zur Zufriedenheit der Behörde ausfalle, fest versprochen worden. Die „angemessene Vergütung“ bezifferte er auf etwa 15 000 Mark, wovon er einen Teilbetrag in Höhe von 2000 Mark begehrte. Die beklagte Firma bestritt, daß sie sich bindend zur Zahlung einer Gratifikation verpflichtet habe. Voraussetzung zur Gewährung der Gratifikation sei jedenfalls gewesen, daß der Kläger zur Zeit der Fertigstellung der Brücke in ihren Diensten sich befunden habe.

Die Firma wurde indessen vom Düsseldorfer Landgericht zur Zahlung von 2000 Mark verurteilt, und das Oberlandesgericht Düsseldorf, das die Berufung der Firma zurückwies, bezeichnete die Erwägungen der landgerichtlichen Entscheidung als nach jeder Richtung sachgemäß und zutreffend. Ein bloßes Inausrichtstellen, so führte das Oberlandesgericht aus, sei allerdings, wie der Beklagten zugegeben werden müsse, ungeeignet, eine Rechtspflicht zu erzeugen. Denn dieser Ausdruck bedeute in der Regel lediglich einen — häufig zum Zweck des Vertröstens auf die mögliche Gestaltung der Zukunft — benutzten Hinweis, der eben wegen seiner Ungewißheit den Erklärenden zu gar nichts verpflichte. Allein das hindere nicht die Feststellung, daß der Ausdruck in demjenigen Sinne gebraucht werde, den ihm das Landgericht, ohne ihm Zwang anzutun, beilege. Und dafür, daß die letztere Auslegung hier das Richtige treffe, sprächen überzeugend die begleitenden Umstände. Augenscheinlich sei die Beklagte von dem Bestreben geleitet worden, den Kläger in seiner Tätigkeit anzuspornen, und sie habe sich sagen müssen, daß sie sich hiervon keinen Erfolg versprechen dürfe, falls, wie sie es jetzt darstelle,

trotzdem ganz ihrem Belieben anheim gestellt bleiben sollte, ob sie nach Herstellung des Werkes die besondere Vergütung gewähren wolle oder nicht. Der Anspruch auf die besondere Vergütung habe ganz allein von dem guten Ausfall des Werkes abhängen sollen, was anerkanntermaßen eingetreten sei. Anlangend endlich die Höhe der begehrten Vergütung, so handle es sich um ein Werk, dessen Ausführung der Beklagten für eine und eine halbe Million vergeben worden sei. Deshalb lasse sich der jetzige streitige Betrag ebensowenig beanstanden, wie andererseits der Kläger sich wohl zu arger Übertreibung habe verleiten lassen, wenn er die ihm zukommende Vergütung auf 15 000 Mark bezifferte. Derartige hohe Summen würden im kaufmännischen Leben nur dann gewährt, wenn sowohl hinsichtlich der Zahlung selbst wie auch deren Höhe ganz klare Abmachungen getroffen seien. (Aktenzeichen 2 U. 316/13). S. K.

Kann auch eine Arbeiteraussperrung als „Arbeitseinstellung“ betrachtet werden?

Urteil des Reichsgerichts vom 17. April 1914.

Leipzig, 17. April. (Nachdruck verboten.) Bei Werkverträgen, die die Beschäftigung einer größeren Anzahl von Arbeitern bedingen, kann das Interesse des Bestellers an reibungsloser Fertigstellung des Werkes sehr leicht durch das Ausbrechen großer Streiks oder die Anordnung großer Arbeiteraussperrungen gefährdet werden. Es wird deshalb für derartige Fälle zumeist eine entsprechende Fristverlängerung vereinbart. Der Gebrauch des Wortes „Arbeitseinstellung“ kann dann zu erheblichen Streitigkeiten Anlaß geben. Die Gewerbeordnung unterscheidet ja in ihrem § 152 ausdrücklich zwischen Arbeitseinstellung als Aktion der Arbeiter und Aussperrung als Aktion der Arbeitgeber. Trotzdem kann das Wort „Arbeitseinstellung“, wie vorliegende Entscheidung des Reichsgerichts zeigt, für beide Fälle die Verlängerung der Frist bedingen, da die rein wörtliche Auslegung der Vertragsbestimmung nicht maßgebend ist. Zwischen der Gesellschaft für Wohnungsbau und der Bau-firma Gebr. Mertes, beide in Mainz, war im Jahre 1909 ein Vertrag über den Bau eines Wohnhauses abgeschlossen worden. Nach § 6 des Vertrages sollte die Herstellung im Rohbau bis spätestens 31. Mai 1910 erfolgen, für den Fall, daß „Arbeitseinstellungen“ eintreten würden, sollte der Termin um entsprechende Zeit verlängert gelten. Bei Überschreitung der Frist war nach § 7 1/10 der Bau-umme in Höhe von 52 500 Mark als Vertragsstrafe zu zahlen. Die Baufrist wurde jedoch infolge einer von seiten des Arbeitgeberverbandes im Maurergewerbe für Mitteldeutschland vorgenommenen Arbeiteraussperrung vom 15. April bis 22. Juni 1910 um 56 Tage überschritten. Als die Firma Gebr. M. nun 16 582 Mark als Rechtsforderung beanspruchte, machte die Gesellschaft für Wohnungsbau Aufrechnung mit der ihr nach § 7 des Vertrages verfallenen Konventionalstrafe geltend, da § 6 für den Fall der Arbeiteraussperrung nicht zutrefte. Die Firma Gebr. M. erhob daher Klage auf Zahlung eines Betrages von über 11 000 Mark. Landgericht Mainz und Oberlandesgericht Darmstadt gaben der Klage statt. Das Berufungsgericht gibt in den Entscheidungsgründen über die streitige Frage folgende interessante Ausführungen: Nach dem Wortlaut des Vertrages würde nur eine Arbeitseinstellung die Verlängerung des Termines zur Folge haben; eine Aussperrung ist nicht erwähnt. Die rein wörtliche Auslegung kann aber nicht maßgebend sein. Verträge sind nach § 157 BGB. so auszulegen, wie es Treu und Glauben mit Rücksicht auf die Verkehrssitte erfordern. Die Firma Gebr. M. gehört einem großen Arbeitgeberverband an, dessen Anordnungen sie ohne weiteres zu befolgen hat. Es wäre ja vorsichtiger gewesen, auch auf Aussperrungen hinzuweisen, allein maßgebend kann das aber nicht sein. Der beklagten Gesell-

schaft war die Abhängigkeit der Firma Gebr. M. von Lohnkämpfen bekannt. Das Wort „Arbeitseinstellung“ des § 6 ist deshalb im weiteren Sinne auszulegen, es bedeutet die Nichttätigkeit der Arbeiter infolge von Lohnkämpfen überhaupt, mag sie auf Aussperrung oder Arbeitseinstellung zurückgeführt werden. Es ist deshalb mit Recht angenommen, daß die beklagte Gesellschaft die Vertragsstrafe nicht fordern kann. Diese Entscheidung versuchte die Gesellschaft für Wohnungsbau mit dem Rechtsmittel der Revision anzufechten, jedoch ohne Erfolg. Das Reichsgericht billigte die Entscheidung des Oberlandesgerichts, indem es die Revision zurückwies. Nach der Auffassung des höchsten Gerichtshofes war die Auslegung des Vertrages durch den Vorderrichter nicht zu beanstanden. (Aktenzeichen: VII. 35/14). S. K.

Von der russischen Regierung refürierter deutscher Zement.

Urteil des Reichsgerichts vom 1. Mai 1914.

Leipzig, 1. Mai. (Nachdruck verboten.) Das westfälische Zement Syndikat hatte sich durch Vertrag mit der Firma Waldecker & Pöppel in Wladiwostok verpflichtet, mehrere Tausend Faß Zement zu liefern, die für die russische Regierung bestimmt waren. Den Auftrag selbst führte die Zement-A.-G. Meteor aus. Der Streit, der zwischen Meteor und der russischen Firma W. u. P. bestand, drehte sich um eine Lieferung von 4000 Faß Zement vom 29. August 1908. W. u. P., die für die russische Regierung das Geschäft abgeschlossen hatten, betonten beim Kaufabschluß, daß sie ein deutsches Fabrikat der Regierung nicht liefern dürften und erhielten demgemäß zunächst 500 Faß Zement von Meteor unter der Signatur „Tiger im Dreieck“. Da die gelieferte Ware Beifall fand, bestellte die Firma W. u. P. weiter 4000 Faß mit der ausdrücklichen Anweisung, es dürfe keinerlei Warenzeichen beigefügt werden. Es ist nun durch Versehen eines Angestellten der Lieferung die Marke der A.-G. Meteor: „made in Germany“ beigegeben worden und die Firma W. u. P. schrieb infolgedessen an die russische Behörde einen Brief des Inhalts, sie hätten irrtümlich anstatt der Marke „Tiger im Dreieck“ die Marke Meteor erhalten, die ihres Wissens nicht schlechter als jene sei. Die russische Behörde lehnte jedoch ab. Da infolge dieser Weigerung die Firma W. u. P. den Kaufpreis nicht zahlte, wurde sie von der Lieferantin Meteor A.-G. beim Landgericht Hamburg verklagt. Die Beklagte wandte ein, der ihr entgangene Gewinn betrage etwa 32 000 Rubel, sodaß das Syndikat verpflichtet sei, noch einige Tausend Mark herauszuzahlen. Das Landgericht wies die Klage ab und führte in seinem Urteil aus, es ergäbe sich deutlich aus den Abmachungen der Kontrahenten, daß der Meteor-A.-G. ausdrücklich untersagt worden sei, Marken beizulegen, da die russische Regierung ausländischen Zement nicht kaufen dürfe. Dies sei nun schuldhaft doch gechehen und dafür müsse das Syndikat einstehen. Daß die beklagte Firma daran selbst schuldig sei, könne nicht behauptet werden.

Gegen dieses Urteil legte die klagende A.-G. Berufung beim Oberlandesgericht Hamburg ein, die jedoch zurückgewiesen wurde. Das Berufungsgericht schloß sich im wesentlichen den Ausführungen des Landgerichts an und fügte etwa noch folgendes hinzu: Daß die Meteor-A.-G. dadurch, daß sie entgegen der Weisung ihre eigenen Etiketten mitgab, vertragswidrig gehandelt hat, verkannte selbst die Klägerin nicht. Die präzise Instruktion ging dahin, daß die 4000 Fässer ohne Etikette zu liefern waren. Es besteht daher kein Zweifel, daß jede Art von Etikette ausgeschlossen sein sollte, aus der die Provenienz der Ware ersichtlich war. Es nützt der Klägerin auch nichts, wenn sie darauf hinweist, daß die russische Regierung den Zement abgenommen hätte, wenn sie nicht ausdrücklich auf die deutsche Abkunft hingewiesen worden wäre. Der

beklagten Firma W. u. P. blieb nichts anderes übrig, als das Versehen der Regierung gegenüber einzugestehen und zur Abnahme der Ware zu animieren. Daß ihr Brief keinen Erfolg hatte, ist nicht ihre Schuld. Demnach konnte der Berufung nicht stattgegeben werden.

Gegen dieses Urteil legte die Meteor-A.-G. als Neben-intervenientin des Syndikats Revision beim Reichsgericht ein, die jedoch vom 2. Zivilsenat des höchsten Gerichtshofs zurückgewiesen wurde. (Aktenzeichen II. 52/14.) S. K.

MITTEILUNGEN ÜBER PATENTE.

Mitgeteilt vom Patentbureau J. Bett & Co., Berlin SW. 48, Friedrichstraße 224.

Abonnenten unserer Zeitschrift erhalten dort kostenlos Auskunft über alle Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichen-Angelegenheiten usw.

Gegen die Erteilung kann während der zweimonatlichen Auslage Einspruch erhoben werden.

Patent-Anmeldungen.

- 37b. Sch. 40 094. Stahlrahteinlagen für bewehrten Beton zur Herstellung von Verbundbauten aller Art. Jakob Schroiff, Bielefeld, Kaiserstr. 61. 10. 1. 12.
- 37f. Sch. 43 154. Sprengstofflager mit Vorraum und Zugangstunnel. Specialgeschäft für Beton- und Monierbau Schlüter, Dortmund. 20. 2. 13.
- 80a. D. 28 442. Mischmaschine für Beton u. dergl., bei welcher das Beschickungsgut nicht an der Entleerungsstirnwand abgesetzt und angehäuft, sondern durch entsprechende Vorrichtungen von der Auslaufstirnwand nach der Trommelmitte oder nach der Beschickungsseite hin zurückbefördert wird. Deutsche Baubedarfs-Gesellschaft Georg Noskowski & Ernst Jeltsch, Breslau. 25. 2. 13.

Patent-Erteilungen.

- 37b. 597 912. Bugbankrahmen für Betoneiseneinlagen und andere Zwecke. Fritz Mohn, München, Baldeplatz 1. 18. 3. 14. M. 50 413.
- 37b. 598 136. Steindübel für Betonarbeiten. Otto Kühn, Chemnitz, Lothringerstr. 10. 8. 3. 13. K. 57 189.
- 37b. 598 324. Winkelplatte aus Eisenbeton mit Falz. Max Jerschke, Gleiwitz, Kreidelstr. 10. 21. 3. 14. J. 15 258.
- 37a. 597 147. Vorrichtung zur Aufhängung der Tragleiste von Putzdecken an Eisenbetondecken. Nußberger & Held Beton- & Eisenbetonbau, Nürnberg. 14. 3. 14. N. 14 258.
- 37b. 597 018. Eisenbetonschutzkanal für Rohr- und Drahtzugleitungen. Hans Woitzik, Berlin, Neue Winterfeldstr. 46. 17. 3. 14. W. 43 276.
- 37d. 596 519. Eisenbetonwinkelstufe. Heinrich Kalbus, Altona, Palmaille 130. 9. 3. 14. K. 62 517.
- 37b. 596 423. Hohlkörper aus Bimsbeton mit kombinierter Platte zur Ausführung von massiven Decken mit ebener Unteransicht. Georg Wünschmann, Leipzig, Thomasing 18. 4. 3. 14. W. 43 115.
- 80a. 596 913. Mischmaschine mit zweierlei, eigenartig geformten und angeordneten Mischflügeln für Mörtel und Beton usw. Firma Hermann Ulrich, Edlingen a. N. 20. 10. 13. U. 4660.
- 80a. 599 248. Mischmaschine für Beton, Zement- und Kalkmörtel u. dgl. Johann Bruhn, Heide, Holstein. 22. 5. 13. B. 64 103.

Gebrauchsmuster-Eintragungen.

- 37b. 592 692. Fundament für Telegraphen- und dergl. Stangen. Karl Bidlingmeyer, Maximiliansau, Rheinpfalz. 16. 2. 14. B. 68 179.
- 37c. 591 932. Wetterfeste und feuerbeständige, mit Metall vereinigte Isolierung für Zierteiche, Gartenweiher und Dacheindeckungen. Alfred Lehmann, Meerane i. S. 27. 10. 13. L. 33 265.

37b. 592 534. Hohler Türensturz aus armiertem Beton mit einbetonierten Holzrähmchen zur Befestigung der Türverkleidung. Albert Bauer, Plauen i. V., Heinrichstraße 9. 14. 2. 14. B. 68 137.

37b. 592 535. Betondübelplattenbalken. Albert Bauer, Plauen i. V., Heinrichstraße 9. 14. 2. 14. B. 68 138.

37b. 591 968. Beiderseits gleich starke, mit Dralleisen armierte, biegungsfeste Eisenbetonbalken. Georg Wiener, Hamborn, Duisburgerstraße 235. 6. 2. 14. W. 42 790.

37b. 592 299. Nagelbarer, schall- und isolierfähiger Hohlsteinkörper für Holzbalken und Eisenbetondecken. Max Bauch, Metz-Sablon, Cuvrystraße 23. 12. 2. 14. B. 68 078.

37b. 592 426. Wellblechform zur Herstellung von Brückentreifen aus Eisenbeton. Michael Schiller, Krotoschin. 22. 1. 14. Sch. 51 525.

NEUE BÜCHER.

(Bespresung vorbehalten.)

- Dr.-Ing. E. Gaber, Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. Drei Beispiele von der badischen Murgaltbahn. Mit 56 Textabbildungen. Berlin. Verlag von Julius Springer. 1914. Preis 6 M., geb. 7 M.
- Autenrieth-Ensslin, Technische Mechanik. Zweite Auflage. Verlag von Julius Springer, Berlin 1914. Geb. 18 M.
- Regierungsbaumeister Riepert, Cementrohre. Heft 5 der „Cementverarbeitung“. Die Verarbeitung der Baustoffe im Beton- und Eisenbetonbau. Heft 6. Cementverlag G. m. b. H. Charlottenburg, Knesebeckstr. 74. Preis pro Heft 35 Pf.
- Dr.-Ing. A. Macholl. Die Profilgestaltung der Untergrundbahnen. Mit 44 Abbildungen und Tafeln. München und Berlin 1914. Druck und Verlag von R. Oldenbourg. Preis geb. 4,50 M.
- Georg Fischer, Regierungsbaumeister a. D. Das Spiel der Kräfte im Verbundbalken. Mit 53 Abbildungen im Text. 1914. Oskar Eulitz Verlag, Lissa i. P.
- Eisenportlandzement. Taschenbuch über die Erzeugung und Verwendung des Eisenportlandzements. 4. Auflage. Herausgegeben vom Verein deutscher Eisenportlandzementwerke e. V. Düsseldorf im Februar 1914. Verlag Stahlisen m. b. H. Düsseldorf. Preis 1,50 M.
- Dr.-Ing. J. Schenk, Prof. Die Begriffe „Wirtschaft“ und „Technik“ und ihre Bedeutung für die Ingenieurausbildung. 2. Auflage. Preuß & Jünger Verlag, Breslau 1913. Preis 50 Pf.
- W. Röhl, Bauingenieur. Der Asbest und seine Bedeutung bezw. Verwendung zu Bau- und Industriezwecken. Dritte, neubearbeitete Auflage. Mit 2 Abbildungen. Preuß & Jünger Verlag, Breslau 1914. Preis 75 Pf.
- Ing. A. Weigert. Beton im Hausbau. Preis geb. M 7,—. Verlag der „Tonindustrie-Zeitung“, Berlin NW. 21, Dreysesstr. 4.
- Ing. Julius Barth, Zementröhren, ihre Herstellung, Prüfung und Verwendung zu Kanalisationsanlagen. Preis geb. M 10,—. Berlin 1914. Verlag der Tonindustrie-Zeitung G. m. b. H.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.